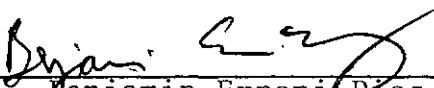


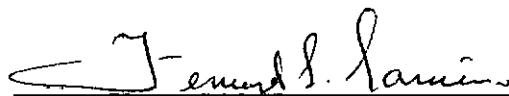
VERIFICAÇÃO NO ESTADIO I E II E NA  
RUPTURA DE SEÇÕES EM CONCRETO PROTENDIDO

José Inácio de Souza Leão Ávila


TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS  
GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO  
COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE  
MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.).

Aprovada por:

  
Benjamin Ernani Diaz  
Presidente

  
Fernando Luiz L.B. Carneiro

  
Carlos Henrique Holck

  
Yosiaki Nagato.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL  
OUTUBRO DE 1977



AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Benjamin Ernani Diaz pela orientação e de  
dicação, bem como pela indicação do tema.

Ao Prof. Fernando Luiz Lobo Barbosa Carneiro pelos  
ensinamentos ministrados.

Aos demais professores da COPPE, que diretamente ou  
indiretamente contribuíram para a realização deste trabalho.

À Helena Santos de Oliveira pelo excelente traba-  
lho datilográfico.

A Universidade Federal de Pernambuco pela ajuda fi  
nanceira.

Ao Eng<sup>o</sup> Luis Carlos Paes Barreto Barbosa pelas in-  
formações fornecidas.

## SUMÁRIO

Neste trabalho desenvolveu-se um programa automático para verificações de tensões e dos estados limites últimos de ruptura e fadiga de uma seção em concreto protendido com pós-tensão submetida à flexão composta reta.

O programa permite a análise de seções em qualquer idade da estrutura com a aplicação da protensão e da injeção de argamassa em diversas fases.

Foi levada em consideração a não linearidade dos materiais, sendo utilizados os diagramas tensão-deformação do concreto e dos aços propostos nas recomendações do CEB-FIP/1970.

A verificação a ruptura é realizada calculando-se um índice de segurança da seção em relação as solicitações de caráter permanente ou variável.

São feitos também, alguns comentários sobre as particularidades das curvas de interação dos esforços últimos.

## ABSTRACT

In this work a computer program has been developed for analysis of the working stresses, the ultimate limit state and the ultimate fatigue state of a post-tensioned concrete section subjected to a bending moment and normal force.

The program allows the analysis of sections for any age of the structure, as well as for applications of the pre-stressing operations and duct injections in various stages.

It was taken into consideration the non-linearity, of the materials using the stress-elongation relations for the concrete and the steel proposed in the CEB-FIP codes from 1970.

The ultimate limit analysis is done computing the safety index of the section in relation to the design forces due to permanent and variable loads.

Some peculiarities about the interaction diagrams for the ultimate limit forces are discussed.

## ÍNDICE

I	- INTRODUÇÃO .....	1.
II	- VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS DE UTILIZAÇÃO .....	4.
	2.1 - Considerações Iniciais .....	4.
	2.2 - Concreto na Fase da Utilização .....	5.
	2.2.1 - Determinação de $c$ .....	9.
	2.2.2 - Módulo de Deformação do Concreto .....	13.
	2.3 - Aços .....	13.
	2.3.1 - Aços para as Armaduras Ordinárias .....	13.
	2.3.2 - Aços para as Armaduras de Protensão .....	16.
	2.4 - Equações de Equilíbrio na Seção .....	16.
	2.5 - Método Iterativo de Newton-Raphson .....	24.
	2.5.1 - Roteiro do Processo Iterativo .....	25.
III	- VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RUPTURA .....	30.
	3.1 - Curvas de Interação entre $M_{ult}$ e $N_{ult}$ .....	30.
	3.2 - Critério de Segurança .....	31.
	3.2.1.- Índice de Segurança .....	32.
	3.2.2 - Solicitações .....	32.
	3.2.3 - Esforços Resistentes .....	33.
	3.3 - Configuração de Deformação Limite no Estado Limite Último de Ruptura .....	36.
	3.4 - Critério para Escolha da Variável .....	39.
	3.5 - Definição dos Sub-Domínios de $\alpha$ para cada Região .....	39.
	3.6 - Regiões Definidas pelo Tipo de Ruptura .....	40.
	3.7 - Descrição da Função $\varphi = \varphi(\alpha)$ .....	43.
	3.8 - Determinação do Índice de Segurança .....	45.
	3.8.1 - Processo Iterativo .....	45.
	3.9 - Casos Particulares da Curva de Interação .....	50.
	3.9.1 - Índices de Segurança .....	54.
	3.10- Comentários .....	56.

IV	- FADIGA .....	57.
4.1	- Considerações Iniciais .....	57.
4.2	- Resistência a Fadiga do Concreto (CEB/76) .....	58.
4.3	- Resistência a Fadiga das Armaduras de Protensão .	60.
V	- PROGRAMA AUTOMÁTICO .....	64.
5.1	- Introdução .....	64.
5.2	- Programa Principal .....	65.
5.3	- Subrotinas Utilizadas .....	73.
5.3.1	- Subrotina LEITU .....	73.
5.3.2	- Subrotina AREA .....	75.
5.3.3	- Subrotina AÇO .....	76.
5.3.4	- Subrotina ESF .....	76.
5.3.5	- Subrotina PITER .....	77.
5.3.6	- Subrotina PTER .....	78.
5.3.7	- Subrotina DELTA .....	80.
5.3.8	- Subrotina ALF .....	80.
5.3.9	- Subrotina ARC .....	80.
5.3.10	- Subrotina TENT .....	81.
5.3.11	- Subrotina DDIS .....	81.
VI	- CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....	85.
APÊNDICE I	- SEÇÃO .T COM QUATRO ELEMENTOS TENSORES .....	86.
BIBLIOGRAFIA	.....	89.
LISTAGEM DO PROGRAMA	.....	91.

## I - INTRODUÇÃO

O objetivo deste trabalho é desenvolver um programa automático, utilizando a linguagem FORTRAN, com a finalidade de efetuar verificações em uma seção transversal, de uma peça em concreto protendido com aderência posterior e pós-tensão, para qualquer idade da citada peça.

As variações de deformações decorrentes do comportamento reológico dos materiais, não são calculadas internamente pelo programa, entretanto, é possível considerá-las, introduzindo seus efeitos por meio de coeficientes de perdas de protensão.

O programa permite analisar a seção em todos os estágios que ocorrem durante a sua execução até a sua utilização em serviço, podendo ser analisadas protensões e injeções de argamassa em qualquer fase.

Nas verificações realizadas sem que se tenha aplicado a injeção em alguns ou mesmo em todos os elementos tensores, é descontada da área da seção a área do furo da bainha dos elementos não aderentes.

Em todas as verificações (na fase de utilização e na ruptura) supõe-se válidas as seguintes hipóteses.

- 1 - As seções permanecem planas após a deformação (hipótese de Bernouilli-Navier).
- 2 - Há perfeita aderência entre o concreto e as armaduras ordinárias.
- 3 - Há perfeita aderência entre o concreto e as armaduras de protensão, inclusive nas armaduras já tracionadas e que não se tenha injetado argamassa nos seus condutos.
- 4 - A direção da força de protensão aplicada em cada elemento tensor é perpendicular ao plano definido pela seção.



5 - O plano de flexão coincide com um dos eixos principais de inércia da seção.

No segundo Capítulo explica-se o desenvolvimento teórico utilizado na determinação das deformações (para a fase de utilização) em dois pontos da seção, no qual foram utilizadas as equações básicas da Teoria das Estruturas.

- a) Equações de equilíbrio dos esforços
- b) Equações de compatibilidade
- c) Equações constitutivas dos materiais

No capítulo seguinte estuda-se a segurança de uma seção para as solicitações, determinando-se um coeficiente dado pela relação entre a capacidade resistente e as solicitações, de tal modo que os esforços resistentes tenham a mesma excentricidade e os mesmos sentidos das solicitações.

O projeto das recomendações do CEB publicado em 1976 (ver [15]), apresenta um método para verificações do estado limite último de fadiga em que se analisa o concreto e o aço individualmente. No quarto capítulo são mostradas as fórmulas deduzidas dos diagramas indicados pelo citado projeto e necessários em um programa automático.

Finalmente no último capítulo é explicado o programa desenvolvido, cuja listagem encontra-se no fim do mesmo.

As notações utilizadas são explicadas a medida que vão surgindo na explanação teórica.

A título de ilustração é mostrada na Figura I uma curva de interação de uma seção em T com um elemento tensor.

As verificações à ruptura efetuadas com armaduras de protensão tracionadas e não aderidas, tem um caráter aproximado, já que a suposição feita na hipótese 3) pode acarretar valores bastante diferentes dos reais, pois o deslizamento das armaduras não aderidas em relação a seção é relativamente grande. Entretanto, nas verificações das tensões de serviço, em virtude das pequenas deformações ocorridas nesta fase e do atrito que impede parcialmente o deslizamento das armaduras, pode-se supor com grande precisão que a deformação da armadura é igual a deformação ocorrida na seção ao nível do centro de gravidade da armadura.

Em vista do processo adotado para o cálculo dos pré-alongamentos, o programa já leva em conta as perdas de protensão motivadas pelos encurtamentos elásticos do concreto nas fases de protensão.

## II - VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS DE UTILIZAÇÃO

### 2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Uma peça de concreto protendido está sujeita a dois sistemas de forças: o pré-esforço interno, introduzido por meio de armaduras tracionadas antes de sua aderência ao concreto e as solicitações atuantes, de tal forma que as tensões de tração provocadas pelo carregamento externo, são reduzidas pelas tensões de compressão aplicadas pelo pré-esforço.

Em geral, os esforços, as deformações e os deslocamentos, são calculados separadamente e superpostos, admitindo-se portanto, um comportamento linear dos materiais utilizados. Entretanto, não se pode supor sempre a proporcionalidade entre as solicitações e seus efeitos, principalmente quando os materiais estão solicitados com tensões muito altas, pois conforme sabemos, as relações tensões-deformações não são para estas tensões, lineares.

Assim, na análise de tais peças deve-se recorrer à hipóteses mais próximas da realidade, que considerem o comportamento não linear dos citados materiais.

Neste Capítulo, será estudada uma forma para se efetuar as verificações necessárias na fase de utilização, de uma seção em concreto protendido, levando-se em conta o citado comportamento.

Para que seja possível efetuar tais verificações, supomos conhecida a seção, a distribuição das armaduras ordinárias e de protensão, bem como os esforços solicitantes atuantes na mesma. A seção, a distribuição das armaduras e as forças de protensão devem ser simétricas em relação ao plano de flexão da peça.

Portanto, as únicas incógnitas do problema são as deformações em dois pontos de seção, cuja determinação, recai na resolução de um sistema de equações não lineares, sendo necessário então, recorrer a um método iterativo para solucionar-se o problema, já que, nem sempre se consegue explicitar as incógnitas de problemas não lineares.

## 2.2 - CONCRETO NA FASE DA UTILIZAÇÃO

Os concretos usados em estruturas de concreto protendido, diferem-se em geral, dos de concreto armado, pela sua alta resistência pois a sua utilização oferece várias vantagens. Entre elas encontra-se o menor custo proporcionado pela redução do peso próprio da estrutura.

Os fundamentos nos quais se baseiam os dimensionamentos e as verificações de peças de concreto protendido, estão apoiados em uma característica destes concretos de elevada resistência: o diagrama tensão-deformação, para compressão, apresenta um trecho inicial com comportamento próximo do linear, de tal forma, que se pode admitir com bastante exatidão a lei de Hooke.

A medida que as tensões crescem verifica-se que as deformações são maiores que as deformações calculadas elasticamente, originando nos diagramas citados um trecho curvo onde não há mais proporcionalidade entre tensões e deformações. A aplicação da lei de Hooke neste trecho poderá acarretar valores teóricos bastante diferentes dos reais.

O limite entre os citados trechos não é, em geral, perfeitamente definido, entretanto, valores de tensão entre 50% e 70% de resistência característica, determinada estatisticamente, pode ser considerada como tensão máxima para utilização de hipóte

se linear.

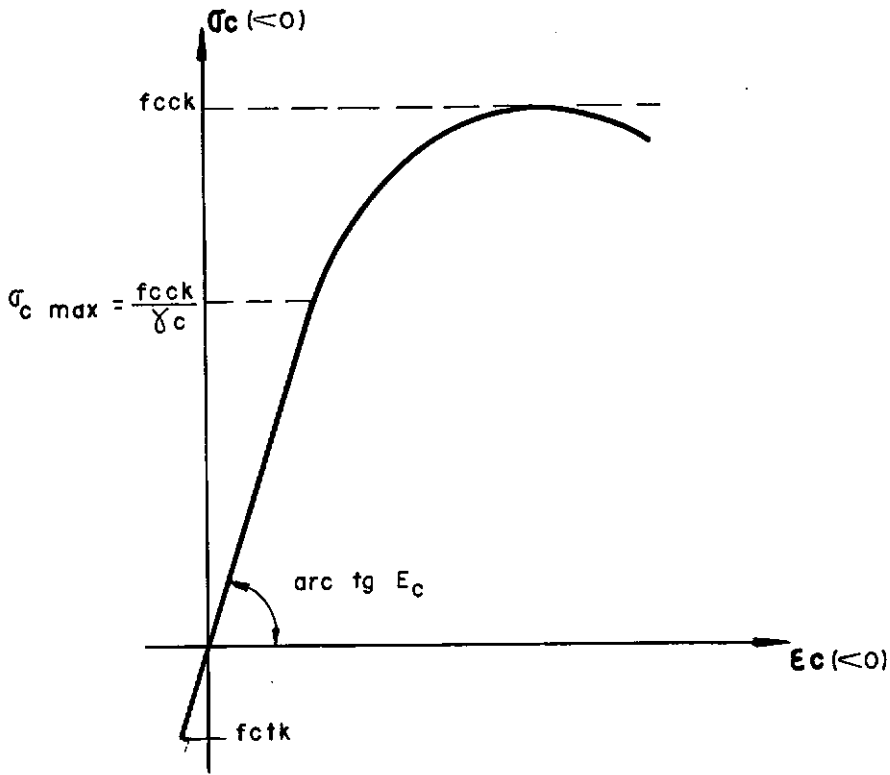


FIGURA 2.1 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO A COMPRESSÃO

Assim, para tensões abaixo deste limite, podemos trabalhar com diagramas lineares a compressão. No trecho de tração os diagramas serão diferentes de acordo com a probabilidade do aparecimento de fissuras.

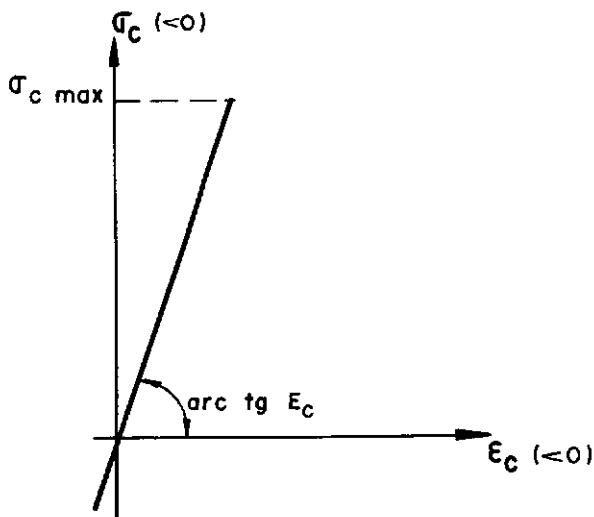


FIGURA 2.2a) - ESTADIO I

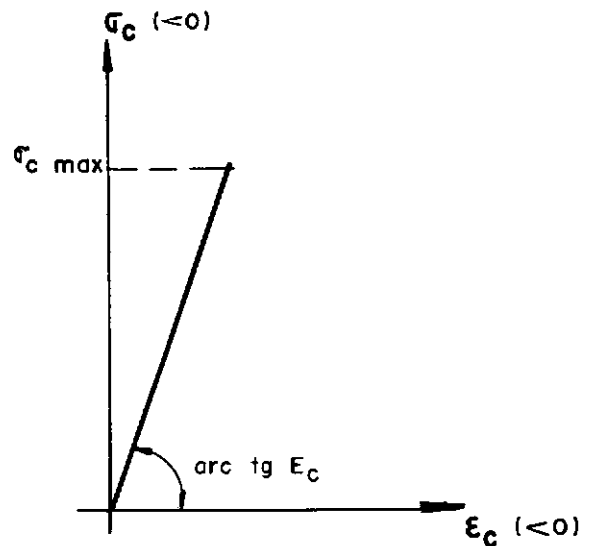


FIGURA 2.2b) - ESTADIO II

O primeiro (Estádio I) é utilizado quando existe uma pequena probabilidade de que não ocorra fissuração na seção e nas classes de verificação (CEB/70) que permitem tensões de tração limitadas.

A equação constitutiva para este tipo de diagrama é

$$\sigma_c = E_c \cdot \epsilon_c ; \quad (2.1)$$

qualquer que seja o valor de  $\epsilon_c$ .

Para solicitações mais elevadas, onde a probabilidade da formação de fissuras é maior, usa-se o diagrama mostrado na Figura (2.2 b).

Nestes, as tensões de tração são desprezadas e suas equações constitutivas são:

$$\sigma_c = 0 ; \quad \epsilon_c \geq 0 \quad (2.2)$$

$$\sigma_c = E_c \cdot \epsilon_c ; \quad \epsilon_c < 0 \quad (2.3)$$

Nos casos em que seja necessário considerar a plasticidade do concreto a tração, pode se utilizar o diagrama mostrado na Figura 2.3.

Nas equações (2.1), (2.2) e (2.3)  $\sigma_c$ ,  $\epsilon_c$  e  $E_c$  são respectivamente a tensão, a deformação e o módulo de deformação do concreto.

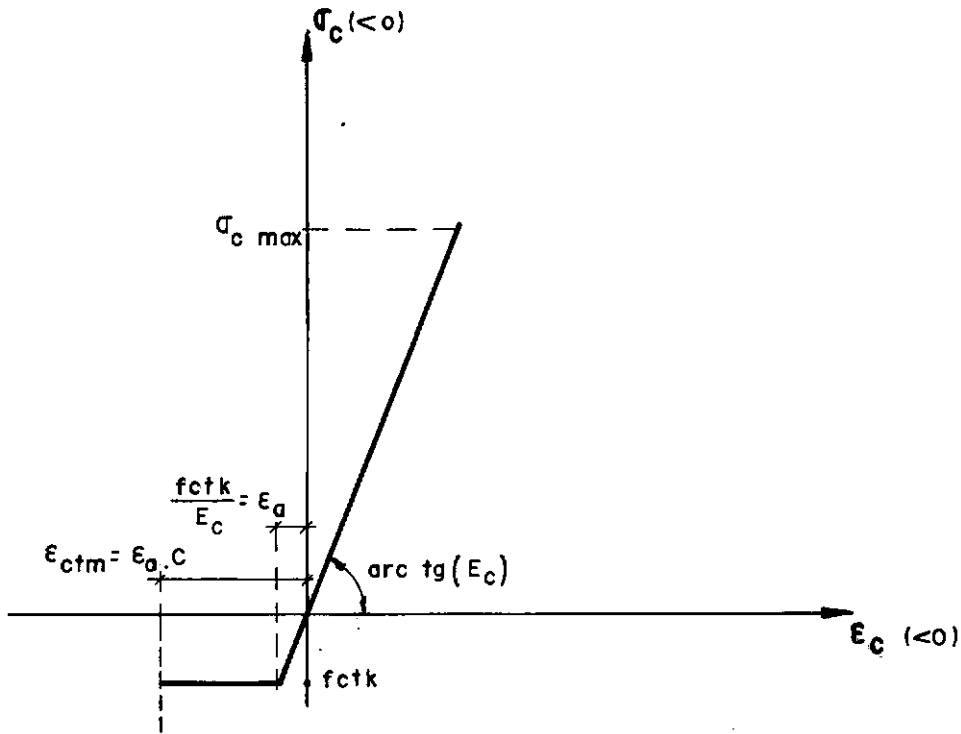


FIGURA 2.3 - DIAGRAMA DO CONCRETO CONSIDERANDO A PLASTICIDADE À TRAÇÃO

$\epsilon_{ctm}$  - deformação máxima do concreto na zona tracionada

$\epsilon_a$  - limite da deformação de tração calculada linearmente

$c$  - coeficiente de plasticidade

O coeficiente de plasticidade é determinado considerando-se que a tensão máxima de tração ( $\sigma_{cin}$ ), calculada no Estado I e provocada pelo momento de fissuração ( $M_{fis}$ ) de uma seção retangular sem armadura, seja igual a "resistência a flexão aparente" ( $f_{ct}$  flexão aparente) do concreto, isto é

$$\sigma_{cin} = f_{ct} \text{ flexão aparente} \quad (2.4)$$

Esta resistência é admitida pelo CEB como sendo 1.6 vezes maior que a resistência a tração pura ( $f_{ctk}$ ), ou seja:

$$f_{ct \text{ flexão aparente}} = 1.6 f_{ctk} \quad (2.5)$$

### 2.2.1 - Determinação de $c$

Seja uma seção retangular de concreto com largura  $b$  e altura  $H$ , submetida a ação do momento de fissuração (suposto tracionando o bordo inferior) e de uma força normal nula.

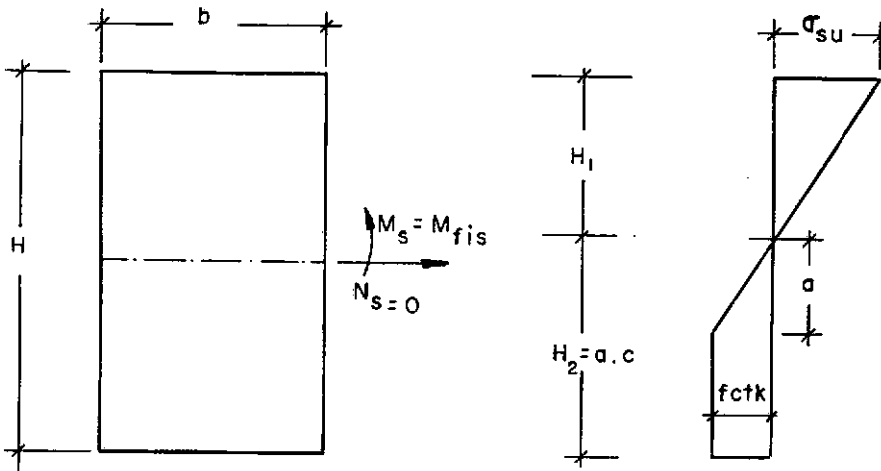


FIGURA 2.4 - SEÇÃO RETANGULAR SUBMETIDA AO MOMENTO DE FISSURAÇÃO E  $N_s = 0$

A tensão  $\sigma_{c_{in}}$  no bordo inferior calculada linearmente, é

$$\sigma_{c_{in}} = \frac{N_s}{bH} + \frac{M_s \cdot 6}{bH^2} \quad (2.6)$$



onde, substituindo-se  $N_s$  e  $M_s$  por 0 e  $M_{fis}$ , encontra-se:

$$\sigma_{c_{in}} = \frac{M_{fis.6}}{bH^2} \quad (2.7)$$

Assim, utilizando as equações (2.4), (2.5) e (2.7), deduz-se o momento, que teoricamente produz fissuras na peça de concreto.

$$M_{fis} = \frac{1.6 f_{ctk} \times b.H^2}{6} \quad (2.8)$$

O valor de  $c$  é determinado considerando-se quatro equações, derivadas de duas condições de equilíbrio e duas condições geométricas, as quais são:

a) Condições de Equilíbrio

a.1) Momento em Relação a Linha Neutra

$$\begin{aligned} \frac{1.6 \cdot f_{ctk} \cdot b H^2}{6} &= \frac{f_{ctk} \cdot H_1^2 \cdot b}{2a} \cdot \frac{2}{3} H_1 + \\ &+ \frac{f_{ctk} ab}{2} \cdot \frac{2}{3} a + f_{ctk} b (c-1)a \left(\frac{c+1}{2}\right)a \end{aligned} \quad (2.9)$$

a.2) Força Normal

$$0 = - \frac{f_{ctk}}{a} \frac{H_1 b}{2} H_1 + \frac{f_{ctk} ab}{2} + f_{ctk} b (c-1)a \quad (2.10)$$

b) Condições Geométricas

$$b.1) \quad a = H_2/c \quad (2.11)$$

$$b.2) \quad H = H_1 + H_2 \quad (2.12)$$

Substituindo-se então, (2.11) em (2.9) e (2.10) e simplificando, encontra-se:

$$H_1^2 = H_2^2 \left[ 2 - \frac{1}{c} \right] \frac{1}{c} \quad (2.13a)$$

$$H_1 = H_2 g(c) \quad (2.13b)$$

e

$$\frac{1.6}{6} H^2 = H_2^2 \left( \frac{c}{6\sqrt{2}} + \frac{1}{12c^2} + \frac{1}{4} \right) \quad (2.14a)$$

$$H = H_2 f(c) \quad (2.14b)$$

$g(c)$  e  $f(c)$  são funções que dependem apenas de  $c$ .

Levando agora, (2.13b) e (2.14b) em (2.12), pode-se escrever:

$$1 = \frac{g(c)}{f(c)} + \frac{1}{f(c)} \quad (2.15a)$$

Chega-se assim a uma equação  $F(c) = 0$ , cujas raízes são os coeficientes de plasticidade, os quais conforme pode-se verificar, independem de  $f_{ctk}$  e das dimensões da seção.

Uma modificação no diagrama de tensão - deformação do concreto no Estádio I com plasticidade à tração possibilitou determinar com o auxílio da subrotina PITER (Ver Cap. 5) uma das raízes de  $F(c) = 0$ .

O diagrama (Fig. 2.5) utilizado com esta finalidade,

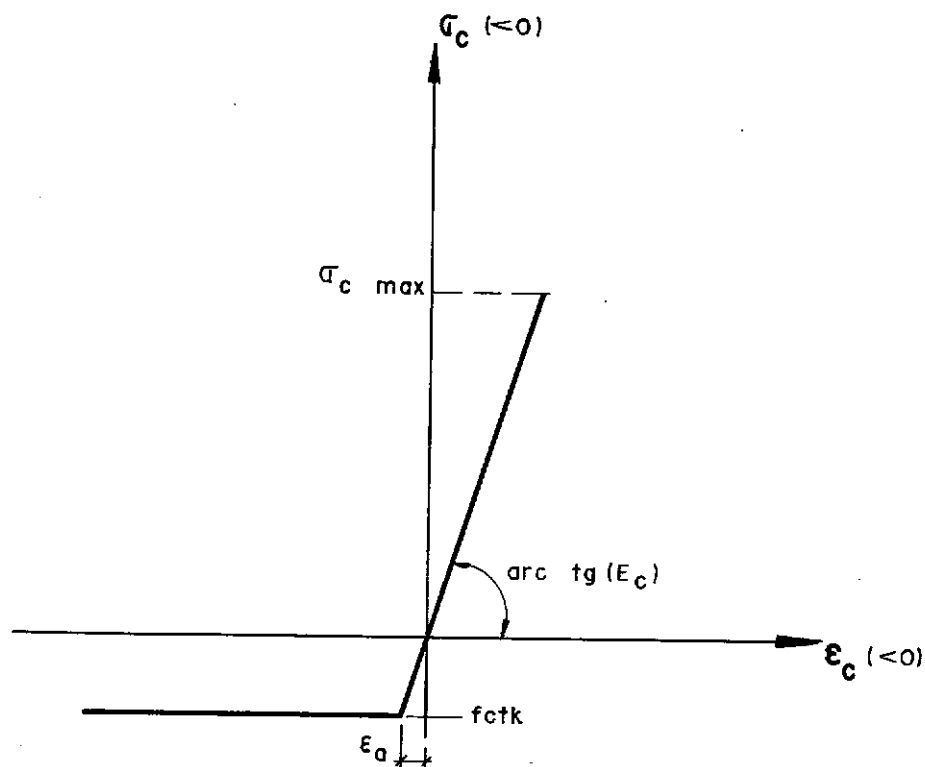


FIGURA 2.5 - DIAGRAMA UTILIZADO PARA DETERMINAR O COEFICIENTE DE PLASTICIDADE

resultou nas seguintes equações constitutivas:

$$\sigma_c = E_c \cdot \epsilon_c \quad ; \quad \epsilon_c < f_{ctk}/E_c \quad (2.16a)$$

$$\sigma = f_{ctk} \quad ; \quad \epsilon_c \geq f_{ctk}/E_c \quad (2.16b)$$

Os esforços solicitantes fornecidos como dados, foram  $N_s = 0$  e  $M_s = M_{fis}$ .

Os exemplos testados resultaram em um valor para  $c$  igual a 2,223.

Portanto, conhecido o coeficiente de plasticidade, as equações constitutivas para o concreto, considerando sua plasticidade à tração, podem ser escritas como:

$$\sigma_c = \epsilon_c \cdot E_c \quad ; \quad \epsilon_c \leq f_{ctk}/E_c \quad (2.17)$$

$$\sigma_c = f_{ctk} \quad ; \quad \frac{f_{ctk}}{E_c} \leq \epsilon_c \leq 2,223 \frac{f_{ctk}}{E_c} \quad (2.18)$$

$$\sigma_c = 0 \quad ; \quad \epsilon_c > 2,223 \frac{f_{ctk}}{E_c} \quad (2.19)$$

### 2.2.2 - Módulo de Deformação do Concreto

O módulo de deformação ( $E_c$ ) para a fase de utilização é o módulo secante, cujo valor é 10% menor que o módulo tangente na origem, o qual é determinado em função da resistência característica pela fórmula:

$$E_c = 44095 \sqrt[3]{f_{cck} + 80} \quad (E_c \text{ e } f_{cck} \text{ em } \text{Kgf/cm}^2) \quad (2.20)$$

## 2.3 - AÇOS

### 2.3.1 - Aços para as Armaduras Ordinárias

Os aços utilizados nas armaduras ordinárias apresentam dois tipos de diagramas tensão-deformação.

#### a) Aços Naturais

Tem um patamar de escoamento onde a passagem da fase elástica para a fase plástica é bem definida.

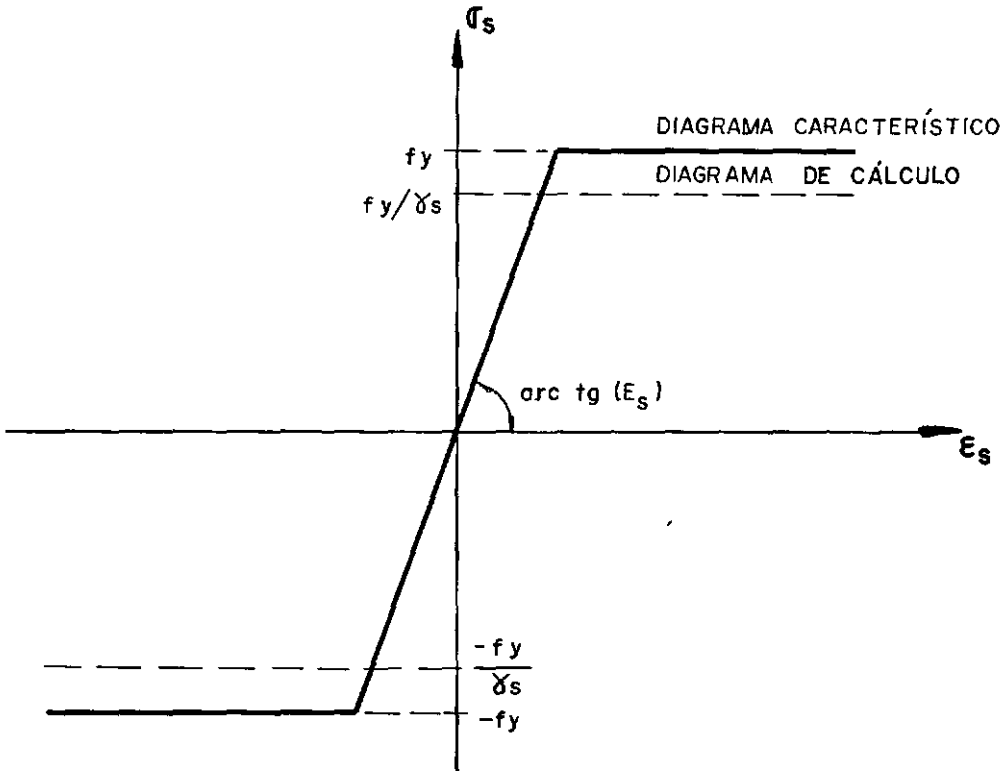


FIGURA 2.6 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA OS AÇOS NATURAIS

$f_y$  - tensão de escoamento

$E_s$  - módulo de elasticidade ( $= 2,1 \times 10^7$  tf/m<sup>2</sup>)

Estes diagramas podem ser representados pelas seguintes equações:

$$\sigma_s = -f_y \quad ; \quad \epsilon_s \leq -f_y/E_s \quad (2.21)$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad ; \quad -\frac{f_y}{E_s} < \epsilon_s < \frac{f_y}{E_s} \quad (2.22)$$

$$\sigma_s = f_y \quad ; \quad \frac{f_y}{E_s} \leq \epsilon_s \quad (2.23)$$

#### b) Aços Deformados a Frio

Tem um trecho linear seguido de um elasto-plástico

sem patamar de escoamento definido. A tensão de escoamento ( $f_{y0,2}$ ) é convencionada como sendo a que produz uma deformação permanente de 2‰.

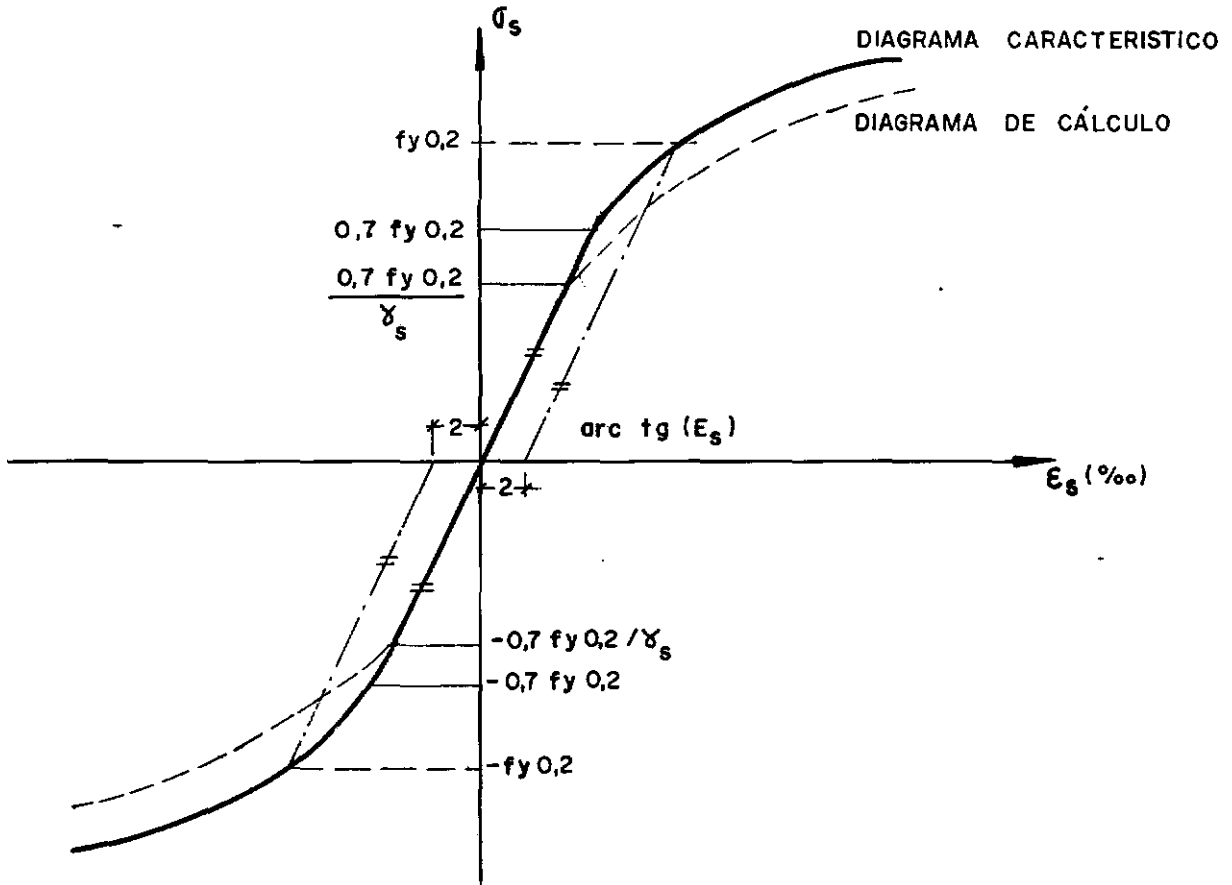


FIGURA 2.7 - DIAGRAMA TENSÃO DEFORMAÇÃO PARA OS AÇOS DEFORMADOS A FRIIO

As relações constitutivas para este tipo de aço são:

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 \left( \frac{\sigma_s}{f_{y0,2}} - 0,7 \right)^5 ; \sigma_s > 0,7 f_{y0,2} \quad (2.23)$$

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; -0,7 f_{y0,2} \leq \sigma_s \leq 0,7 f_{y0,2} \quad (2.24)$$

$$\epsilon_s = - \frac{|\sigma_s|}{E_s} - 0,823 \left( \frac{|\sigma_s|}{E_s} - 0,7 \right)^5 ; \sigma_s < -0,7 f_{y0,2} \quad (2.25)$$

O módulo de elasticidade também é igual a  $2.1 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$ .

### 2.3.2 - Para as Armaduras de Protensão

Os aços utilizados nos elementos tensores diferem dos anteriores por possuírem elevada resistência ( $f_{y0,2}$ ). O diagrama tensão-deformação considerado neste trabalho para estas armaduras é o da Fig. 2.7.

O módulo de elasticidade depende do tipo da armadura:

Fios Redondos ou Ovais -  $E_s = 2,05 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$

Cordoalhas -  $E_s = 1.95 \times 10^7 \text{ tf/m}^2$

### 2.4 - EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO NA SEÇÃO

Em uma seção qualquer de uma estrutura, submetida a solicitações externas, surgem esforços internos necessários ao equilíbrio estático da mesma.

Consideremos então, uma seção de forma qualquer composta de armaduras de protensão e armaduras ordinárias sob a ação dos esforços externos:  $M_s$  - momento fletor e  $N_s$  - força normal.

O sentido positivo de ambos será considerado como mostrado na Figura 2.7.

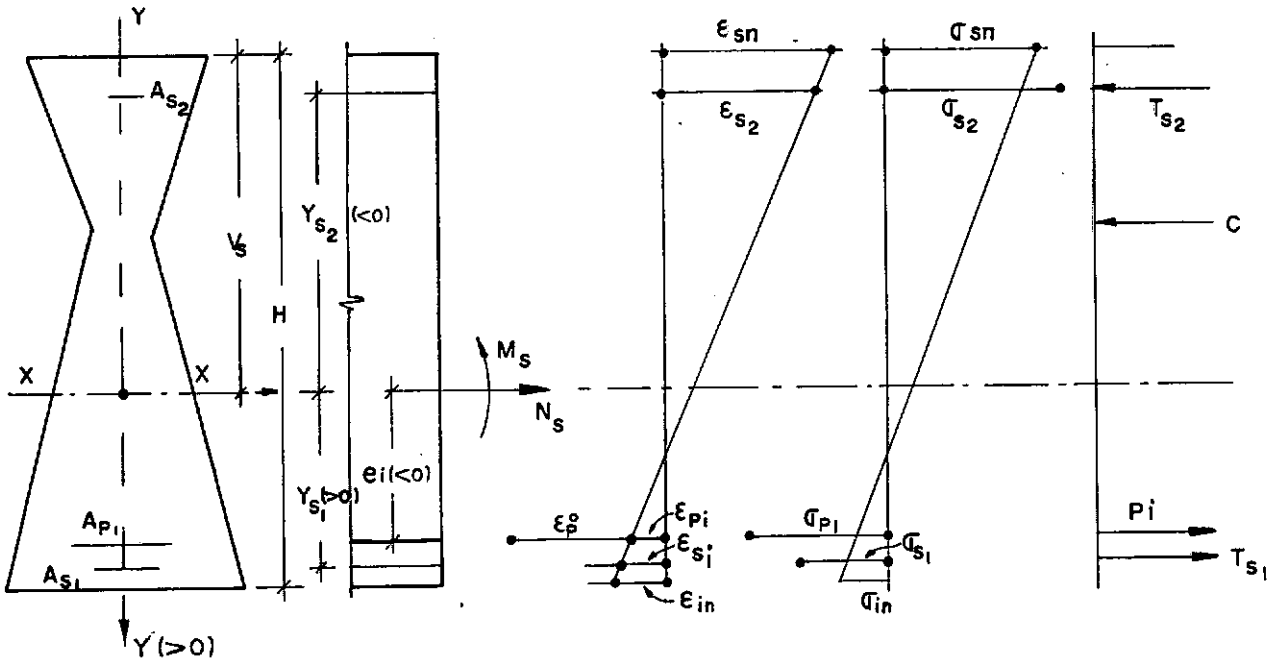


FIGURA 2.8 - SEÇÃO GENÉRICA DE UMA PEÇA DE CONCRETO PROTENDIDO

- $H$  - altura da seção
- $v_s$  - distância do centro de gravidade da seção a extremidade su perior da mesma
- $A_{si}$  - área transversal da armadura ordinária  $i$
- $A_{pi}$  - área transversal da armadura de protensão  $i$
- $y_{si}$  - distância do centro de gravidade de armadura ordinária  $i$  ao centro de gravidade da seção.
- $e_i$  - excentricidade da força de protensão da armadura  $i$  em re lação do centro de gravidade da seção (positiva quando es- tá abaixo do eixo  $XX$ ).
- $\epsilon_{sn}$  - deformação da extremidade superior da seção
- $\epsilon_{in}$  - deformação da extremidade inferior da seção
- $\epsilon_{si}$  - deformação da armadura ordinária  $i$
- $\epsilon_{pi}$  - deformação da armadura de protensão  $i$
- $\sigma_{cm}$  - tensão no concreto na extremidade superior
- $\sigma_{cin}$  - tensão no concreto na extremidade inferior



- $\sigma_{si}$  - tensão na armadura ordinária  $i$   
 $\sigma_{pi}$  - tensão na armadura de protensão  $i$   
 $P_i$  - forças na armadura de protensão  $i$   
 $T_{si}$  - forças na armadura ordinária  $i$

A convenção de sinais adotada para as deformações, tensões e forças será positiva para tração e negativa para compressão.

Os eixos  $XX$  e  $XY$  mostrados na Figura 2.8 são os eixos principais de inércia e o plano vertical que passa pelo eixo  $YY$ , coincide com o plano de flexão. De forma que, sendo a equação de compatibilidade de deformações linear ao longo da altura da seção, pode-se definir a posição que esta assume após a flexão, conhecendo a deformação de dois pontos não coincidentes da interseção do plano de flexão com o plano definido pela seção (plano de deformação), pois os referidos planos são ortogonais entre si.

Assim, pode-se determinar a deformação em qualquer outro ponto da seção e obter os correspondentes esforços internos.

Escolheu-se então, as deformações dos pontos  $A$  e  $B$ , situados respectivamente nas extremidade superior e inferior da interseção do plano vertical com o plano de seção, para representar as incógnitas do problema.

As condições de equilíbrio estático requerem que os esforços internos ( $M_R$  - momento fletor e  $N_R$  - força normal) sejam iguais aos esforços  $M_S$  e  $N_S$ , e pelo fato de só serem considerados esforços que produzam tensões normais e com a condição das mesmas serem simétricas em relação ao eixo  $YY$ , necessita

se apenas verificar duas equações de equilíbrio:

a) Equilíbrio de forças normais

$$N_R = N_S \quad (2.26)$$

b) Equilíbrio de momentos em relação ao eixo XX

$$M_R = M_S \quad (2.27)$$

Onde,  $M_R$  e  $N_R$  são os esforços resultantes das contribuições do concreto e das armaduras, cujas equações constitutivas não são afetadas de coeficientes de segurança (neste capítulo estudam-se somente os estados de utilização). Pode-se então escrever:

$$N_R = \sum_{i=1}^{NAP} P_i + \int_{-H+vs}^{vs} b(y) \cdot \sigma(y) \cdot dy + \sum_{i=1}^n T_{si} \quad (2.28)$$

$$M_R = \sum_{i=1}^{NAP} P_i \ell_i + \int_{-H+vs}^{vs} b(y) \sigma(y) y dy + \sum_{i=1}^n T_{si} \cdot y_{si} \quad (2.29)$$

Nestas equações  $NAP$  é o número de armaduras de protensão e  $n$  o número de níveis de armaduras ordinárias.

As parcelas  $\sum_{i=1}^{NAP} P_i$  e  $\sum_{i=1}^{NAP} P_i \ell_i$  são as contribuições dos elementos tensores obtidos em função da deformação  $\epsilon'_{P_i}$ .

A equação que relaciona a força  $P_i$  com esta deformação é:

$$P_i(\epsilon'_i) = A_{P_i} \cdot \sigma_{P_i}(\epsilon'_{P_i}) \quad (2.30)$$

Onde, a tensão  $\sigma_{p_i}$  é determinada em função da deformação  $\epsilon'_{p_i}$  por uma das equações (2.23), (2.24) e (2.25).

A referida deformação é composta de duas parcelas,  $\epsilon_{p_i}^0$  e  $\epsilon_{p_i}$ , cujos significados são mostrados a seguir:

- a)  $\epsilon_{p_i}^0$  - é o alongamento unitário inicial (pré-alongamento) da armadura de protensão. Este alongamento não permanece constante ao longo do tempo, pois os fenômenos reológicos dos materiais, fazem com que ocorra, em geral, uma diminuição do seu valor.
- A forma com se dá a variação com o tempo, não será considerada neste trabalho.
- b)  $\epsilon_{p_i}$  - é a deformação que ocorre na armadura, quando a seção é solicitada por esforços externos, sendo obtida por meio das equações de compatibilidade.

Quando há aderência das armaduras ao concreto, esta deformação é igual a deformação da seção ao nível do centro de gravidade da armadura considerada, ou seja:

$$\epsilon_{p_i} = \epsilon_{sn} - (\epsilon_{sn} - \epsilon_{in}) (v_s + l_i)/H \quad (2.31)$$

Na determinação de  $\epsilon_{p_i}$  para a protensão sem aderência, não se pode utilizar a equação de compatibilidade de deformações (2.31), porque uma variação de deformação local se distribui ao longo de toda a armadura. A sua obtenção é feita considerando-se a compatibilidade de deslocamentos, o que torna o problema mais complexo, pois necessita-se uma análise estrutural da peça.

As penúltimas parcelas das equações (2.28) e (2.29)

representam as contribuições do concreto aos esforços resistentes, as quais são obtidas por integração de forças atuantes em áreas elementares.

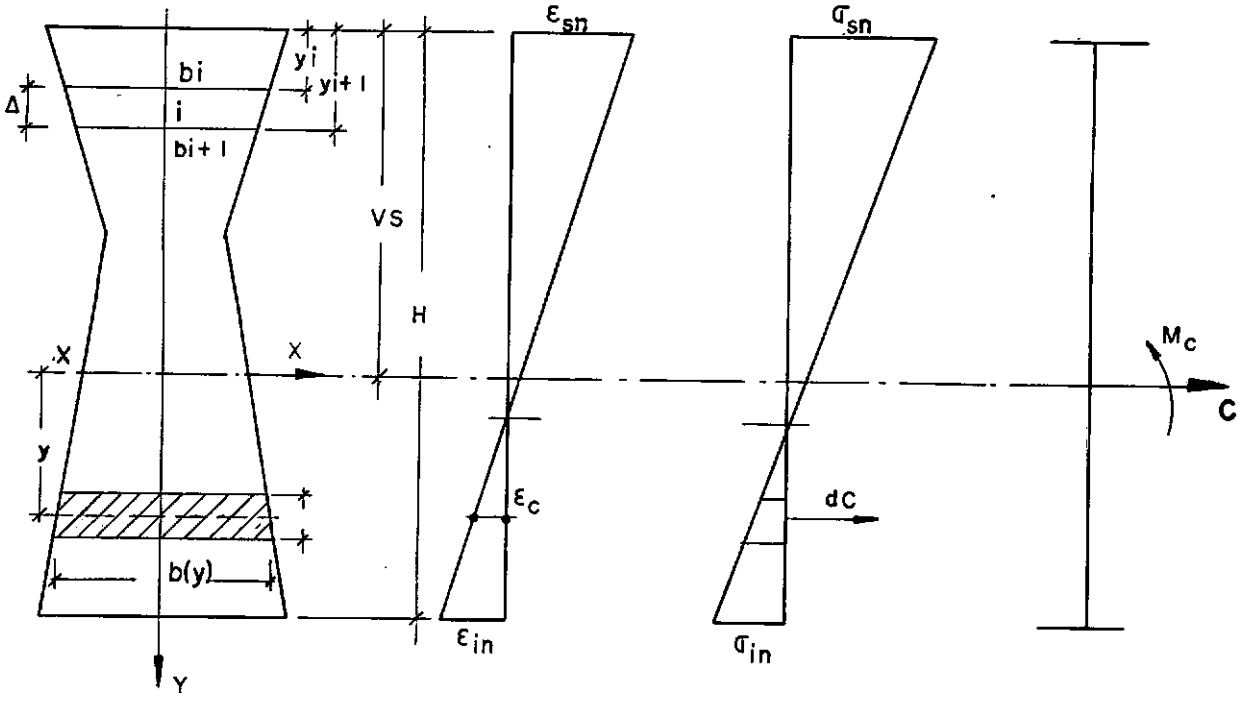


FIGURA 2.9 - ESFORÇOS NO CONCRETO

Assim, temos:

$$C = \int_{\text{Área de Concreto}} dC = \int b(y) \sigma_c(y) dy \quad (2.33)$$

$$M_C = \int_{\text{Área de Concreto}} y dC = \int b(y) \sigma_c(y) y dy \quad (2.34)$$

A resolução explícita destas integrais para qualquer tipo de seção requer muito trabalho, principalmente quando a

mesma é de forma complexa. Além disso, não seria conveniente introduzir as fórmulas explicitadas em um programa automático, pois necessitaria uma grande quantidade de tipos de seção e também limitar-se-ia o mesmo à apenas estes tipos de seção. Recorrendo a métodos aproximados de integração numérica, é possível generalizar o programa de forma a que, possa ser utilizado para verificações de seções com forma qualquer, desde que esta seja simétrica em relação ao eixo YY .

Assim, dividiu-se a seção em  $n$  faixas, de alturas iguais e paralelas ao eixo XX (Figura 2.8a), onde a sua largura é admitida como a média das larguras superior e inferior ( $b_i = \frac{b_{isu} + b_{iin}}{2}$ ) e a altura  $\Delta$  igual a altura total da seção dividida pelo número de faixas. ( $\Delta = H/n$ )

Com isto as integrais (2.33) e (2.34) transformam-se em:

$$C = \sum_{i=1}^n b_i \int_{y_i}^{y_{i+1}} \sigma(y) dy \quad (2.35)$$

$$M_c = \sum_{i=1}^n b_i \int_{y_i}^{y_{i+1}} \sigma(y) y dy \quad (2.36)$$

$y_i$  e  $y_{i+1}$  são, respectivamente, as distâncias do bordo superior da seção à extremidade superior e inferior da faixa  $i$  .

Conforme foi visto anteriormente, no Estádio I e II a relação tensão deformação é linear e, sendo as equações de compatibilidade de deformações lineares, conclue-se que as variações de tensões ao longo da altura da seção, são também lineares.

Portanto, as integrais das equações (2.35) e (2.36), que são funções lineares do módulo de elasticidade, são facilmente explicitadas; logo, pode-se escrever:

$$C = \sum_{i=1}^n b_i \Delta \frac{\sigma_{c_i}(\epsilon_{c_i}) + \sigma_{c_{i+1}}(\epsilon_{c_{i+1}})}{2} = \sum_{i=1}^n b_i \Delta \cdot E_c \cdot \bar{\epsilon}_{c_{m_i}} \quad (2.37)$$

e

$$M_c = \sum_{i=1}^n b_i \cdot \Delta \cdot E_c \cdot \bar{\epsilon}_{c_{m_i}} \bar{y}_i \quad (2.38)$$

Onde, o produto  $b_i \cdot \Delta \cdot E_c$  é a rigidez da faixa  $i$  e  $\bar{y}_i$  é a distância do ponto de aplicação da força normal resistente nesta faixa, ao eixo  $XX$ .

$\bar{\epsilon}_{c_{m_i}}$  é determinada por:

$$\bar{\epsilon}_{c_{m_i}} = \epsilon_{sn} - (\epsilon_{sn} - \epsilon_{in}) (i - 0.5)/n \quad (2.39)$$

As parcelas  $\sum_{i=1}^n T_{si}$  e  $\sum_{i=1}^n T_{si} y_i$  são as contribuições das armaduras ordinárias aos esforços resistentes. E, igualmente as demais, são obtidas considerando-se as equações constitutivas do aço utilizado.

A equação que relaciona a força  $T_{si}$  com a deformação  $\epsilon_{si}$  é:

$$T_i(\epsilon_{si}) = A_{si} \cdot \sigma_{si}(\epsilon_{si}) \quad (2.40)$$

Considerando-se o centro de gravidade da armadura  $i$  na linha média da faixa genérica  $i$  e supondo-a aderente ao

concreto, pode-se dizer que a deformação  $\epsilon_{si}$  é igual a deformação  $\bar{\epsilon}_{cmi}$ , isto é,  $\epsilon_{si} = \bar{\epsilon}_{cmi}$ .

Uma outra maneira de se referir à área das armaduras, é através de sua percentagem ( $w_i$ ) em relação a área da faixa  $i$ , ou seja:

$$T_i(\epsilon_{si}) = w_i A_{ci} \cdot \sigma_{si}(\epsilon_{si}) \quad (2.41)$$

Os esforços resistentes são, portanto, funções das deformações dos pontos A e B, de forma que pode-se escrever :

$$N_R = N_R(\epsilon_{sn}, \epsilon_{in}) \quad (2.42)$$

$$M_R = M_R(\epsilon_{sn}, \epsilon_{in}) \quad (2.43)$$

A determinação das deformações  $\epsilon_{sn}$  e  $\epsilon_{in}$  recai na resolução de um sistema não linear e para isto, utilizou-se o método iterativo de Newton-Raphson de aproximações sucessivas.

## 2.5 - MÉTODO ITERATIVO DE NEWTON-RAPHSON

Este consiste em desenvolver as funções  $N_R(\epsilon_{sn}, \epsilon_{in})$  e  $M_R(\epsilon_{sn}, \epsilon_{in})$  em série de Taylor e em torno de um ponto conhecido cujas coordenadas são  $(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})$  e, desprezando os termos de ordem maior que 1, resolver repetidamente um sistema de equações lineares, até que as diferenças absolutas entre  $N_R$  e  $N_S$  e,  $M_R$  e  $M_S$  sejam menores que um valor fixado.

Desta forma, tem-se:

$$N_R(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in}) + \frac{\partial N_R(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})}{\partial \epsilon_{sn}} \cdot \Delta \epsilon_{sn} + \frac{\partial N_R(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})}{\partial \epsilon_{in}} \cdot \Delta \epsilon_{in} = N_i \quad (2.44)$$

$$M_R(\bar{\epsilon}_{in}, \bar{\epsilon}_{in}) + \frac{\partial M_R(\bar{\epsilon}_{su}, \bar{\epsilon}_{in})}{\partial \epsilon_{sn}} \cdot \Delta \epsilon_{sn} + \frac{\partial M_R(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})}{\partial \epsilon_{in}} \cdot \Delta \epsilon_{in} = M_i \quad (2.45)$$

onde  $N_R(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})$  e  $M_R(\bar{\epsilon}_{in}, \bar{\epsilon}_{in})$  são respectivamente os valores das funções (2.42) e (2.43) nos pontos de coordenadas  $(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})$ ;  $\partial N_R / \partial \epsilon_{sn}$ ,  $\partial N_R / \partial \epsilon_{in}$ ,  $\partial M_R / \partial \epsilon_{sn}$  e  $\partial M_R / \partial \epsilon_{in}$  são as derivadas parciais das citadas funções nestes pontos;  $\Delta \epsilon_{sn}$  e  $\Delta \epsilon_{in}$  as diferenciais finitas das variáveis  $\epsilon_{sn}$  e  $\epsilon_{in}$ , e  $M_i$  e  $N_i$  são os valores das funções (2.42) e (2.43) correspondentes as coordenadas  $(\bar{\epsilon}_{sn} + \Delta \epsilon_{sn}, \bar{\epsilon}_{in} + \Delta \epsilon_{in})$ .

### 2.5.1 - Roteiro do Processo Iterativo

a) Para iniciar o processo iterativo escolhe-se arbitrariamente valores iniciais para as variáveis  $\epsilon_{sn}$  e  $\epsilon_{in}$ , ou seja, fixa-se uma posição qualquer para o plano de deformação (ver Figura 2.10a).

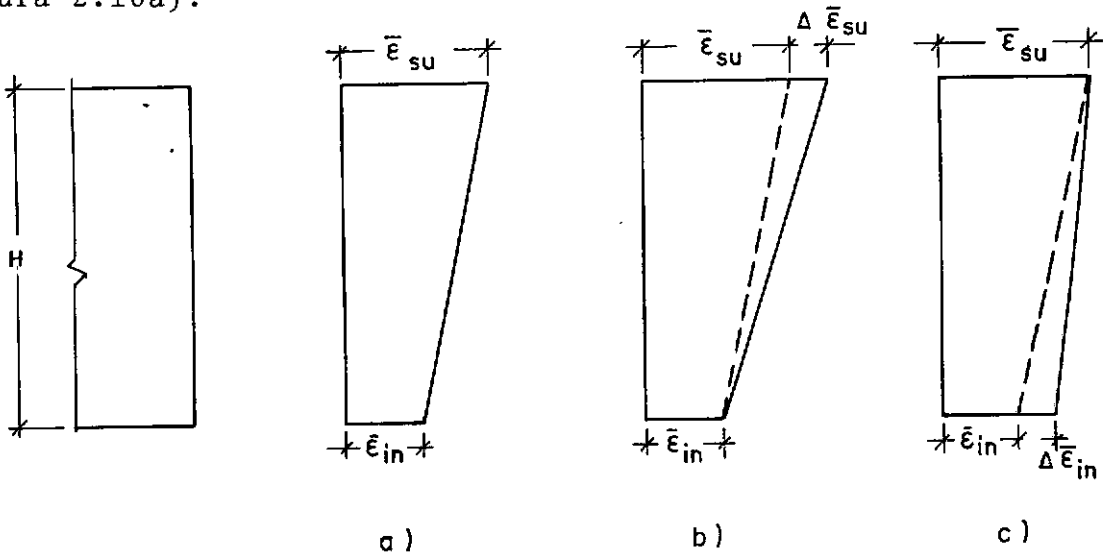


FIGURA 2.10 - POSIÇÕES DO PLANO DE DEFORMAÇÃO EM UM CICLO ITERATIVO



- b) Conhecidas as coordenadas  $\bar{\epsilon}_{sn}$  e  $\bar{\epsilon}_{in}$ , pode-se determinar as deformações em qualquer ponto da seção e conseqüentemente, os esforços internos  $N_1$  e  $M_1$  correspondentes a esta posição.
- c) Compara-se então,  $N_1$  e  $M_1$  com os esforços externos  $N_S$  e  $M_S$ . Quando as diferenças absolutas entre  $N_1$  e  $N_S$  e  $M_1$  e  $M_S$  são menores que a precisão desejada, pode-se dizer que, a posição do plano definido pelas deformações  $\bar{\epsilon}_{sn}$  e  $\bar{\epsilon}_{in}$  determina o equilíbrio dos esforços na seção e o processo está encerrado. Caso uma destas diferenças não seja verificada, passa se ao ítem seguinte com a finalidade de determinar novos valores para as coordenadas  $\bar{\epsilon}_{sn}$  e  $\bar{\epsilon}_{in}$ .
- d) Incrementa-se a deformação superior ( $\bar{\epsilon}_{sn}$ ) em  $\Delta \bar{\epsilon}_{sn}$  (ver Figura 2.10b) mantendo-se constante  $\bar{\epsilon}_{in}$  ( $\Delta \bar{\epsilon}_{in} = 0$ ), calculando se em seguida, os esforços resistentes  $M_2$  e  $N_2$  correspondentes as deformações  $(\bar{\epsilon}_{sn} + \Delta \bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})$ . Pode-se assim, com os valores conhecidos  $(N_1, M_1, \Delta \bar{\epsilon}_{sn}, \Delta \bar{\epsilon}_{in}, N_2, M_2)$  determinar as derivadas parciais no ponto de coordenadas  $(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})$ , ou seja:

$$N_1 + \frac{\partial N_R(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})}{\partial \epsilon_{sn}} \cdot \Delta \bar{\epsilon}_{sn} + \frac{\partial N_R(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})}{\partial \epsilon_{in}} \cdot 0 = N_2 \quad (2.46)$$

$$M_1 + \frac{\partial M_R(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})}{\partial \epsilon_{sn}} \cdot \Delta \bar{\epsilon}_{sn} + \frac{\partial M_R(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})}{\partial \epsilon_{in}} \cdot 0 = M_2 \quad (2.47)$$

Explicitando as derivadas, tem-se:

$$C_1 = \frac{\partial N_R(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})}{\partial \epsilon_{sn}} = \frac{M_2 - M_1}{\Delta \bar{\epsilon}_{sn}} \quad (2.48)$$

$$C_2 = \frac{M_R(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})}{\partial \epsilon_{sn}} = \frac{M_2 - M_1}{\Delta \bar{\epsilon}_{sn}} \quad (2.49)$$

$C_1$  e  $C_2$  são as tangentes mostradas nas Figuras 2.11a e 2.11b.

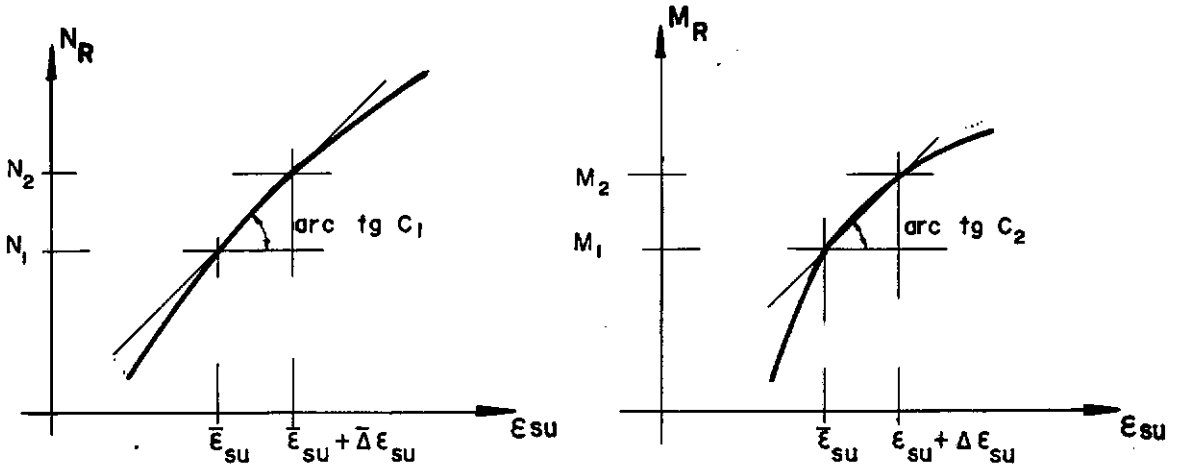


FIGURA 2.11 - DERIVADAS PARCIAIS DE  $N_R$  e  $M_R$  EM RELAÇÃO A  $\epsilon_{sn}$

Igualmente, determina-se as derivadas parciais em relação a  $\epsilon_{in}$ , incrementando-se agora, a deformação inferior de  $\Delta \bar{\epsilon}_{in}$  e mantendo-se constante  $\bar{\epsilon}_{sn}$ . Assim, chega-se à :

$$C_3 = \frac{\partial N_R(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})}{\partial \epsilon_{in}} = \frac{N_3 - N_1}{\Delta \bar{\epsilon}_{in}} \quad (2.50)$$

$$C_4 = \frac{\partial M_R(\bar{\epsilon}_{sn}, \bar{\epsilon}_{in})}{\partial \epsilon_{in}} = \frac{M_3 - M_1}{\Delta \bar{\epsilon}_{in}} \quad (2.51)$$

Neste caso,  $N_3$  e  $M_3$  são os esforços resistentes correspondentes as deformações  $\bar{\epsilon}_{sn}$  e  $\bar{\epsilon}_{in} + \Delta \bar{\epsilon}_{in}$ ;  $C_3$  e  $C_4$

são as tangentes mostradas nas Figuras 2.12a e 2.12b .

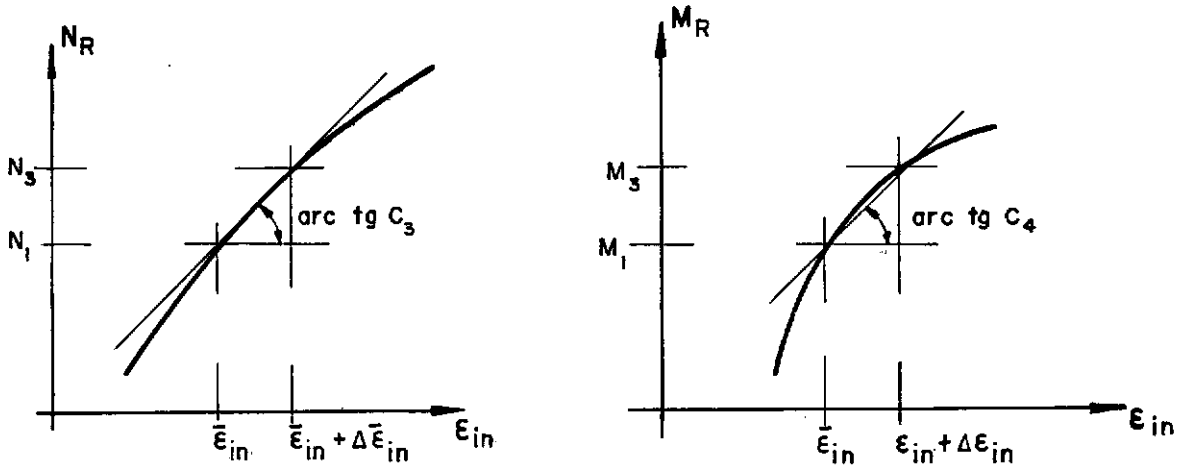


FIGURA 2.12 - DERIVADAS PARCIAIS DE  $N_R$  e  $M_R$  EM RELAÇÃO À  $\epsilon_{in}$

e) Substituindo-se então,  $M_i$  e  $N_i$  respectivamente por  $M_S$  e  $N_S$  nas equações (2.44) e (2.45), tem-se o sistema linear de equações:

$$N_1 + C_1 \Delta \epsilon_{sn} + C_3 \Delta \epsilon_{in} = N_S \quad (2.52)$$

$$M_1 + C_2 \Delta \epsilon_{sn} + C_4 \Delta \epsilon_{in} = M_S \quad (2.53)$$

A resolução deste sistema nos dá os incrementos  $\Delta \epsilon_{sn}$  e  $\Delta \epsilon_{in}$  que adicionados as coordenadas  $\bar{\epsilon}_{sn}$  e  $\bar{\epsilon}_{in}$  determinam novas coordenadas, as quais devem ser, teoricamente, mais próxima da solução que as anteriores. Logo, pode-se escrever.

$$\bar{\epsilon}_{sn}^{i+1} = \bar{\epsilon}_{sn}^i + \Delta \epsilon_{sn} \quad (2.54)$$

$$\bar{\varepsilon}_{in}^{i+1} = \bar{\varepsilon}_{in}^i + \Delta \varepsilon_{in} \quad (2.55)$$

O índice  $i$  indica o número do ciclo iterativo.

Assim, conhecidas as novas coordenadas, retorna-se ao item b).

### III - VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RUPTURA

#### 3.1 - CURVAS DE INTERAÇÃO ENTRE $M_{ult}$ e $N_{ult}$

Conforme vimos no capítulo anterior, os esforços resistentes de uma seção, podem ser obtidos quando conhecemos a posição que a seção assume após a flexão.

Nas verificações para a fase de utilização, determinou-se esta posição em função de duas variáveis, mas para as verificações na ruptura só necessitamos determinar uma variável, pois em virtude das deformações limites, fixadas pelas hipóteses de ruptura, conhecemos "a priori" a deformação em um nível de seção, fixados também, pelas referidas hipóteses. O item 3.4 deste capítulo refere-se, com mais detalhes, à variável escolhida para definir a posição do plano de deformação.

Os esforços resistentes determinados, para uma posição do citado plano, são os esforços últimos que representam a capacidade resistente da seção.

Assim, fazendo-se o plano girar em torno das linhas cuja deformação é igual a uma deformação limite, de tal forma, que assuma todas as posições possíveis e, representando em um gráfico o momento fletor último ( $M_{ult}$ ) e a força normal última ( $N_{ult}$ ) correspondentes a cada posição, obtemos uma curva contínua e fechada, que é a curva de interação entre  $M_{ult}$  e  $N_{ult}$ .

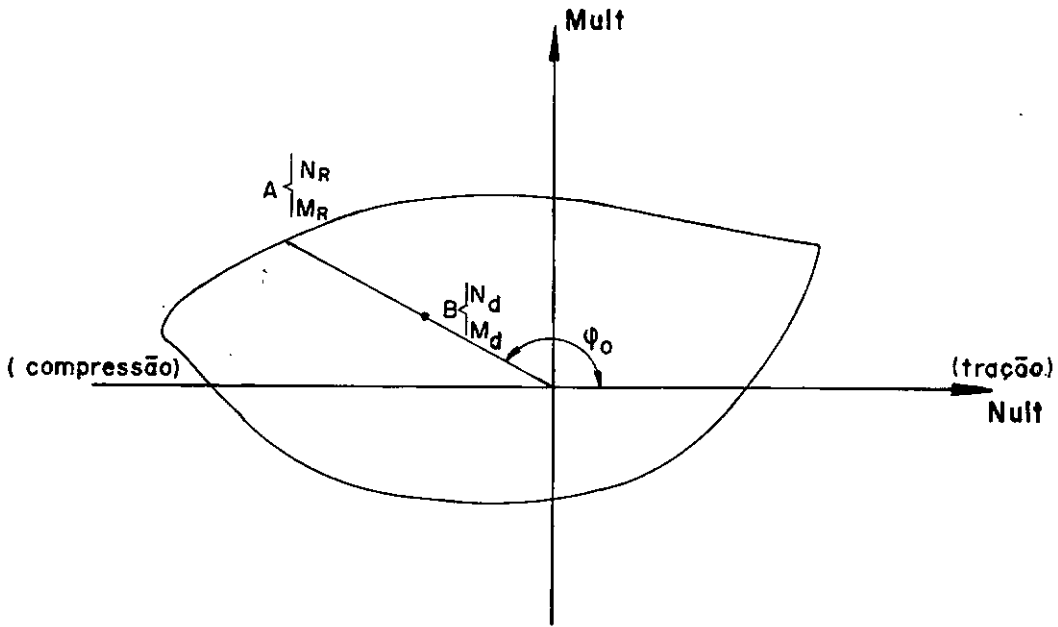


FIGURA 3.1 - CURVA DE INTERAÇÃO  $M_{ult}-N_{ult}$

Esta curva depende de muitos parâmetros e, qualquer um destes sofrendo uma variação, acarreta uma nova curva. Entre outros parâmetros, podemos citar a forma de seção, a resistência do concreto, a percentagem e a distribuição de armaduras ordinárias, bem como a resistência última e a natureza do aço utilizado, da mesma maneira, para as armaduras de protensão, onde ainda se pode incluir a força de protensão inicial. Diante disso, conclui-se que é impossível, ter-se uma curva única para qualquer combinação dos citados parâmetros.

### 3.2 - CRITÉRIO DE SEGURANÇA

Os conceitos de segurança adotados pelo CEB, exigem que nas verificações do estado lim último de ruptura, a capacidade resistente de uma seção seja comparada com os esforços solicitantes atuantes na mesma.

A verificação da segurança de uma seção qualquer , em concreto protendido e em concreto armado, consiste então, em comprovar se um determinado ponto B , cujas coordenadas são os esforços solicitantes (força normal -  $N_d$  e momento fletor  $M_d$ ), é interior a região limitada pela curva.

### 3.2.1 - Índice de Segurança

Numericamente, a segurança é determinada por meio de um índice  $\gamma$  dado pelas relações  $\frac{M_{ult}}{M_d} = \frac{N_{ult}}{N_d}$  , onde  $M_{ult}$  e  $N_{ult}$  são as coordenadas do ponto A da Figura 3.1, que determinam o mesmo ângulo  $\varphi_0$  ( $= \arctg \frac{M_{ult}}{N_{ult}}$ ) do ponto B .

Os valores de  $\gamma$  entre 0 e 1 indicam teoricamente, que a seção não resiste aos esforços solicitantes e, para  $\gamma > 1$  , temos uma grande probabilidade que não ocorra a ruptura.

O índice de segurança não é constante ao longo do tempo pois, os fenômenos reológicos, influem consideravelmente no concreto protendido, fazendo com que, a curva de interação para cada seção, varie com o tempo.

### 3.2.2. - Solicitações

As solicitações atuantes em uma seção, devem ser obtidas multiplicando-se as solicitações características por coeficientes de majoração, variáveis em função da natureza da solicitação.

Deste modo, temos:

$$N_d = \gamma_{f_1} N_{K_1} + \gamma_{f_2} N_{K_2} + \dots + \gamma_{f_i} N_{K_i} + \dots \quad (3.1)$$

$$M_d = \gamma_{f_1} M_{K_1} + \gamma_{f_2} M_{K_2} + \dots + \gamma_{f_i} M_{K_i} + \dots \quad (3.2)$$

onde  $M_{K_i}$  e  $N_{K_i}$  são os valores característicos para um determinado tipo de solicitação e  $\gamma_{f_i}$  o respectivo coeficiente de segurança. Para maiores esclarecimentos ver [13], [14] e [15] .

### 3.2.3 - Esforços Resistentes

São obtidos por meio das contribuições do concreto e das armaduras, utilizando-se as equações constitutivas de cálculo dos materiais, ou seja:

$$N_R = \sum_{i=1}^{NAP} P_i + \sum_{i=1}^n T_{si} + \sum_{i=1}^n b_i \int_{y_i}^{y_{i+1}} \sigma_c(y) dy \quad (3.3)$$

e

$$M_R = \sum_{i=1}^{NAP} P_i \cdot \ell_i + \sum_{i=1}^n T_{si} \cdot y_{si} + \sum_{i=1}^n b_i \int_{y_i}^{y_{i+1}} \sigma_c(y) y dy \quad (3.4)$$

Estas equações são semelhantes as equações (2.28) e (2.29) .

#### 3.2.3.1 - Equações Constitutivas do Concreto

O diagrama tensão deformação do concreto para o estado limite último de ruptura, leva em consideração a não linearidade física do mesmo que, para tensões próximas da resistência última torna-se bastante acentuada.



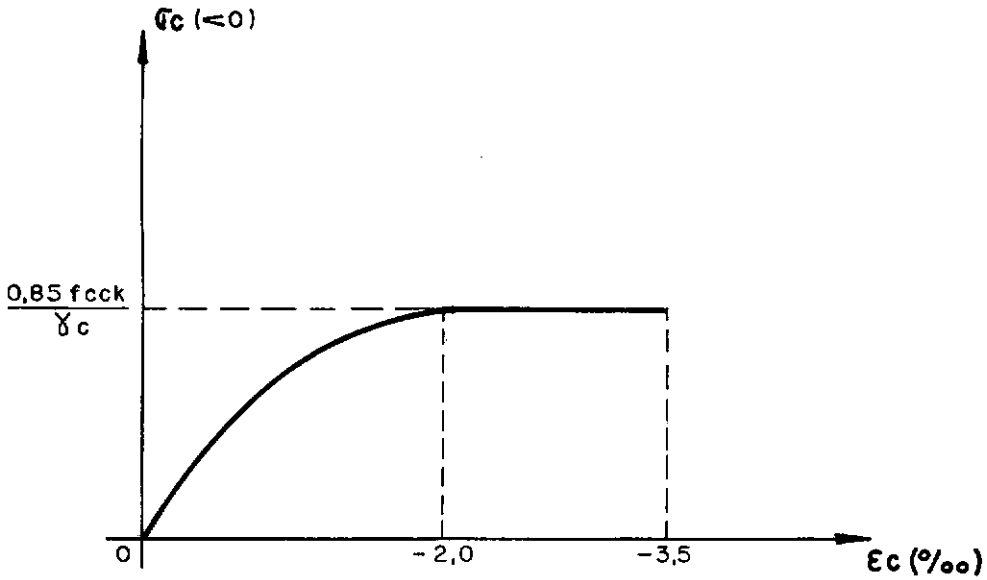


FIGURA 3.2 - DIAGRAMA PARABOLA-RETÂNGULO - (CEB/70)

As equações constitutivas para este diagrama são :

$$\sigma_c = 0 \quad ; \quad \epsilon_c > 0 \quad (3.5)$$

$$\sigma_c = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left( \frac{\epsilon_c}{4} - 1 \right) \epsilon_c \quad ; \quad 0 \geq \epsilon_c \geq -2 \text{ ‰} \quad (3.6)$$

( $\epsilon_c$  nesta equação está multiplicada por 1000)

$$\sigma_c = -0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad ; \quad -2 \text{ ‰} \geq \epsilon_c \geq -3,5 \text{ ‰} \quad (3.7)$$

O coeficiente de redução 0,85, deve-se ao "efeito Rüschi", que considera a redução da resistência do concreto quando as tensões são elevadas e mantidas por períodos de tempo prolongados.

O coeficiente de minoração  $\gamma_c$  leva em conta as diferentes incertezas da resistência do concreto, na determinação

da resistência última da peça. Quando o concreto é rigorosamente dosado em oficina, usa-se para  $\gamma_c$  o valor 1.4, entretanto, quando o mesmo é fabricado na própria obra, sem um controle rigoroso, faz-se  $\gamma_c = 1.5$ . (Ver [13], [14] e [15]).

A contribuição do concreto é obtida, conforme as equações (3.3) e (3.4), pelo somatório da contribuição de cada faixa individualmente. A variação de tensões em uma faixa  $i$  qualquer pode ser considerada linear, entretanto, as tensões nas extremidades das faixas devem ser calculadas por meio das equações (3.5), (3.6) e (3.7).

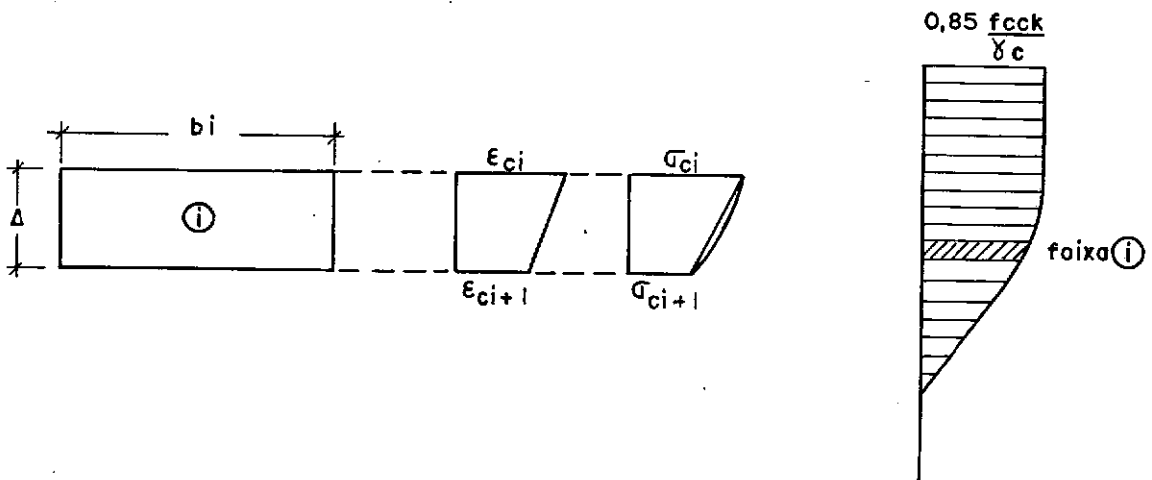


FIGURA 3.3 - TENSÕES NO CONCRETO EM UMA FAIXA  $i$

### 3.2.3.2 - Equações Constitutivas dos Aços

Os diagramas tensão-deformação das armaduras são obtidos dos diagramas característicos (Fig. 2.6), por uma afinidade paralela a reta tangente à origem igual a  $\frac{1}{\gamma_s}$  (diagrama de cálculo mostrado na Figura 2.6).

O coeficiente de minoração  $\gamma_s$  recomendado pelo CEB é igual a 1.15.

Numericamente, podemos escrever:

a) Aços Naturais

$$\sigma_s = f_{yK} / \gamma_s \quad \epsilon_s > \frac{f_{yK}}{E_s \cdot \gamma_s} \quad (3.8)$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad ; \quad - \frac{f_{yK}}{E_s \cdot \gamma_s} \leq \epsilon_s \leq \frac{f_{yK}}{E_s \cdot \gamma_s} \quad (3.9)$$

$$\sigma_s = - \frac{f_{yK}}{\gamma_s} \quad ; \quad \epsilon_s < - \frac{f_{yK}}{E_s \cdot \gamma_s} \quad (3.10)$$

b) Aços Deformados a Frio

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{\gamma_s \cdot E_s} + 0,823 \left( \frac{\sigma_s \cdot \gamma_s}{\gamma_s \cdot f_{yK}} - 0,7 \right)^5 \quad ; \quad \frac{0,7 f_{yK}}{\gamma_s \cdot E_s} \leq \epsilon_s \quad (3.11)$$

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad ; \quad - \frac{0,7 f_{yK}}{\gamma_s \cdot E_s} \leq \epsilon_s \leq \frac{0,7 f_{yK}}{\gamma_s \cdot E_s} \quad (3.12)$$

$$\epsilon_s = - \frac{|\sigma_s|}{\gamma_s \cdot E_s} + 0,823 \left( \frac{|\sigma_s| \cdot \gamma_s}{\gamma_s \cdot f_{yK}} - 0,7 \right)^5 \quad ; \quad - \frac{0,7 \cdot f_{yK}}{\gamma_s \cdot E_s} \geq \epsilon_s \quad (3.13)$$

### 3.3 - CONFIGURAÇÃO DE DEFORMAÇÃO LIMITE NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RUPTURA

Admite-se que uma seção esgotou sua capacidade resistente, quando a deformação de uma linha da seção é igual a uma das deformações limites representadas graficamente na Figura 3.4.

A fixação destas deformações resulta das seguintes considerações:

- 1 - Nas seções com pequenas percentagens de armadura as solicitações produzem deformações plásticas excessivas, que levam o concreto existente nas proximidades das citadas armaduras, a fissurar-se de forma prejudicial a segurança da peça estrutural. Assim, limita-se estas deformações em  $10\text{‰}$ , onde se supõe a ocorrência de 10 fissuras com 1 mm de abertura em um trecho da peça de comprimento igual a 1 m. As solicitações que provocam este tipo de ruptura correspondem as trações com pequena excentricidade e flexão com forças normais pequenas.
- 2 - Quando a percentagem de armadura é elevada o colapso da estrutura se dá por uma deformação plástica do concreto igual a  $3.5\text{‰}$ . Este tipo de ruptura ocorre com solicitações tais que, a linha neutra está sempre dentro da seção, originando nesta, regiões comprimidas e regiões tracionadas.
- 3 - Para as solicitações de compressão simples ou com pequena excentricidade, o estado limite de ruptura, ocorre também por plastificação do concreto comprimido. Nos casos de compressão uniforme a deformação limite é igual a  $2\text{‰}$ , enquanto que, para compressões não uniformes, a deformação de  $2\text{‰}$  é fixada em dois pontos interior a seção conforme a posição da linha neutra em relação a seção. Para solicitações em que a linha neutra está abaixo da seção, o ponto com a deformação citada, encontra-se a uma distância do bordo superior igual a  $3/7$  da altura (Ponto F da Fig. 3.4). O segundo ponto que corresponde as solicitações em que a linha neutra está acima da seção, encontra-se a igual distância do bordo inferior (ponto E da Fig. 3.4).

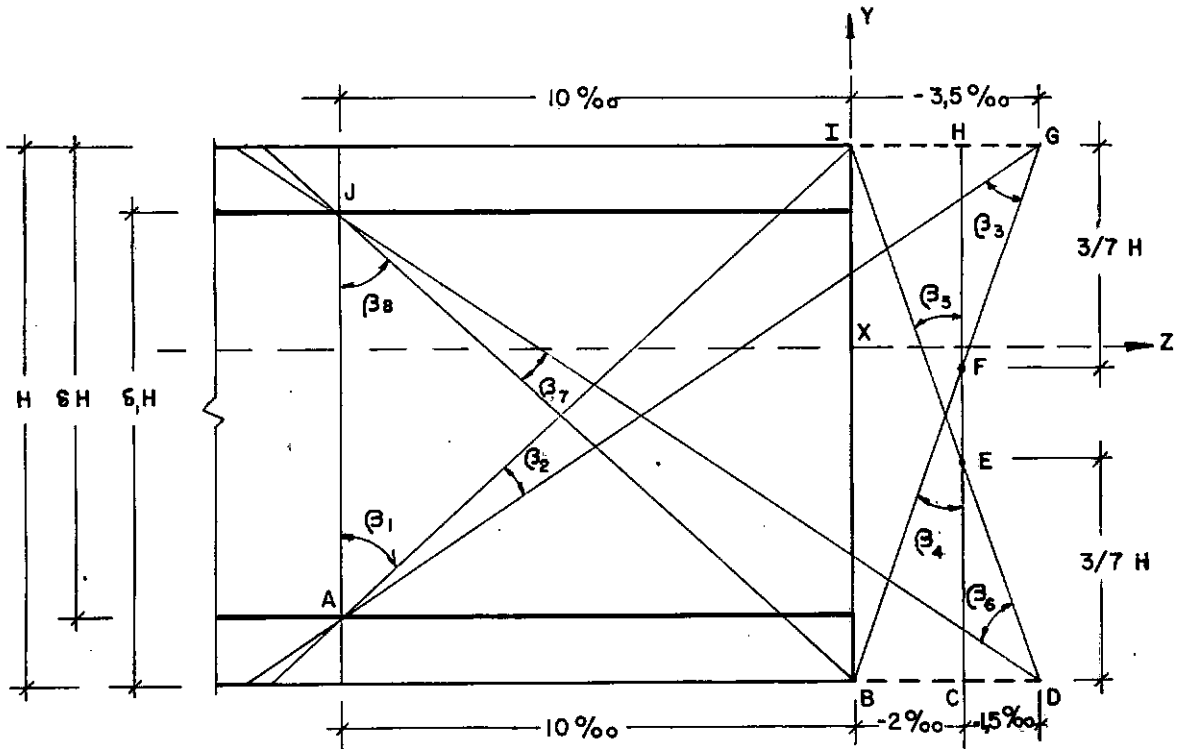


FIGURA 3.4 - CONFIGURAÇÕES DE DEFORMAÇÕES LIMITES PARA A RUPTURA

$H.\delta_1$  - distância da armadura superior mais próxima da extremidade superior, à extremidade inferior ( $0 \leq \delta_1 \leq 1$ ).

$H.\delta$  - distância de armadura inferior mais próxima da extremidade inferior, à extremidade superior ( $0 \leq \delta \leq 1$ ).

Os pontos A e J da Figura 3.4 correspondem a deformações limites de tração igual a  $10 \text{ ‰}$ , G e D a uma deformação no concreto, em compressão, igual a  $-3,5 \text{ ‰}$  e E e F referem-se a última hipótese.

Portanto, conclue-se que a posição da seção, correspondente ao esgotamento da capacidade resistente, fica perfeitamente definida, determinando-se a deformação de mais um ponto da interseção do plano de flexão com o plano de deformação, ou seja,

o problema de verificação a ruptura de uma seção, envolve apenas uma variável.

### 3.4 - CRITÉRIO PARA ESCOLHA DA VARIÁVEL

Observando-se a Figura 3.4, vê-se que uma reta genérica de deformação limite, partindo de uma posição inicial, por exemplo, a posição vertical definida por AJ, pode girar em cada região definida pelo ângulo  $\beta_i$  ( $i = 1, \dots, 8$ ), em torno do ponto conhecido da mesma (A, G, F, E, D, J) e voltar a posição inicial, de tal forma que a soma das variações angulares ( $\beta_1 + \beta_2 + \beta_3 + \beta_4 + \beta_5 + \beta_6 + \beta_7 + \beta_8$ ) medidas no sentido horário, é igual a  $360^\circ$ .

Assim, uma variável que melhor representa a variação da posição dos planos limites da deformação é uma variável cíclica com período igual a  $360^\circ$ . Escolheu-se então, a variável  $\alpha$  com período acima citado e intervalo de definição igual a  $[0, 360^\circ]$ .

### 3.5 - DEFINIÇÃO DOS SUB-DOMÍNIOS DE $\alpha$ PARA CADA REGIÃO

O domínio de  $\alpha$  foi dividido em oito sub-domínios diferentes, um para cada região, de forma que, esta fica definida pelo tipo de ruptura e por seu sub-domínio. E, uma reta de deformação limite qualquer da região, pela variável  $\alpha$  e pela deformação limite do ponto fixado em função da hipótese de ruptura.

O critério para a divisão do domínio de  $\alpha$  nos sub-domínios indicados no quadro 1, baseou-se no fato de que, a variação de  $\varphi$  com  $\alpha$  não é constante para todas regiões, apresentando em algumas, variações bem maiores que nas demais. Assim,

fixou-se pequenos intervalos para as regiões que tem pequenas variações.

Esta divisão pode não corresponder a melhor distribuição dos sub-domínios com a variação  $\frac{d\varphi}{d\alpha}$  mas, nos vários exemplos testados apresentou resultados bastante satisfatórios.

### 3.6 - REGIÕES DEFINIDAS PELO TIPO DE RUPTURA

Será feita apenas a descrição da região 1, as demais por raciocínios análogos não apresentam dificuldades e serão resumidas no quadro 1.

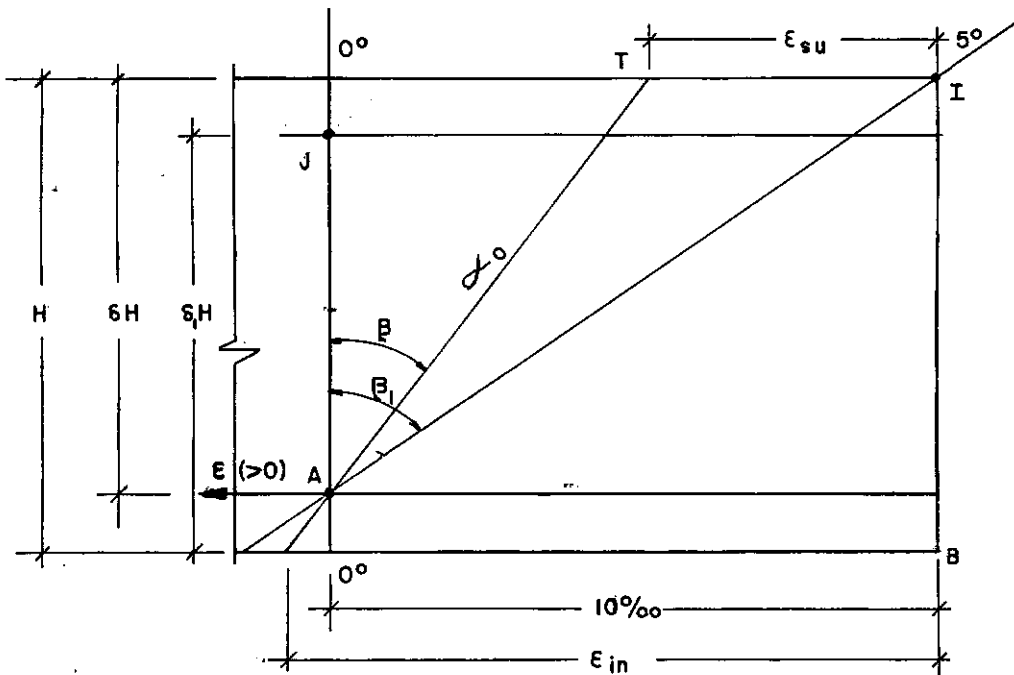


FIGURA 3.5 - REGIÃO 1

$\beta_1$  - ângulo formado pelas retas AJ e AI, que limitam a região 1.

$$\beta_i = \arctangente \frac{10}{\delta H} \quad (3.14)$$

$\beta$  - ângulo formado pelas retas AJ e AT. A reta AT representa a posição genérica da seção, após a deformação, definida por um valor conhecido ( $\alpha_0$ ) da variável  $\alpha$ . Este ângulo é utilizado como variável auxiliar na determinação das deformações nos bordos superior e inferior da seção. É proporcional ao ângulo  $\beta_i$  e a  $\alpha_0$ , ou seja:

$$\beta = \frac{\alpha_0 \beta_1}{5} \quad (3.15)$$

As deformações  $\epsilon_{sn}$  e  $\epsilon_{in}$  são determinadas pelas fórmulas

$$\epsilon_{sn} = 10 - \delta \cdot H \cdot \tan(\beta) \quad (3.16)$$

$$\epsilon_{in} = 10 + (1 - \delta) H \tan(\beta) \quad (3.17)$$

As retas de deformação giram em torno do ponto A cuja deformação é igual a 10 ‰.

Os esforços resistentes últimos são constituídos apenas das contribuições das armaduras, porque só há na seção deformações de tração, conseqüentemente a contribuição do concreto é nula.

O intervalo de  $\alpha$  para esta região é  $[0^\circ, 5^\circ]$  onde,  $\alpha = 0^\circ$  (reta AJ) corresponde à tração uniforme e  $\alpha = 5^\circ$  (reta AI) à tensões nulas na extremidade superior da seção.



REGIÃO	PONTO EM TOR NO DO QUAL O PLANO GIRA	INTERVALO DA VARIA- ÇÃO DE $\alpha$	$\beta_i$	$\beta$	$\epsilon_{sn}$	$\epsilon_{in}$
1	A	$0^\circ, 5^\circ$	$\arctg\left(\frac{10}{\delta \cdot H}\right)$	$\frac{\alpha}{5} \cdot \beta_1$	$10 - \delta H \operatorname{tg} \beta$	$10 + (1 - \delta) H \operatorname{tg} \beta$
2	A	$5^\circ, 60^\circ$	$\arctg\left(\frac{13.5}{\delta \cdot H}\right) - \beta_1$	$\frac{\alpha - 5}{55} \cdot \beta_2$	$10 - \delta H \operatorname{tg}(\beta + \beta_1)$	$10 + (1 - \delta) H \operatorname{tg}(\beta + \beta_1)$
3	G	$60^\circ, 160^\circ$	$\arctg\left(\frac{13.5}{\delta \cdot H}\right) - \beta_4$	$\frac{\alpha - 60}{100} \cdot \beta_3$	$- 3.5$	$- 3.5 + H \operatorname{tg}(\beta_1 + \beta_2 - \beta)$
4	F	$160^\circ, 180^\circ$	$\arctg\left(\frac{3.5}{H}\right)$	$\frac{\alpha - 160}{20} \cdot \beta_4$	$- 2 - \frac{3}{7} H \operatorname{tg}(\beta_4 - \beta)$	$- 2 + \frac{4}{7} H \operatorname{tg}(\beta_4 - \beta)$
5	E	$180^\circ, 200^\circ$	$\arctg\left(\frac{3.5}{H}\right)$	$\frac{\alpha - 180}{20} \cdot \beta_5$	$- 2 + \frac{4}{7} H \operatorname{tg}(\beta)$	$- 2 + \frac{3}{7} H \operatorname{tg}(\beta)$
6	D	$200^\circ, 300^\circ$	$\arctg\left(\frac{13.5}{\delta_1 \cdot H}\right) - \beta_5$	$\frac{\alpha - 200}{100} \cdot \beta_6$	$- 3.5 + H \operatorname{tg}(\beta_4 + \beta)$	$- 3.5$
7	J	$300^\circ, 355^\circ$	$\arctg\left(\frac{13.5}{\delta_1 \cdot H}\right) - \beta_8$	$\frac{\alpha - 300}{55} \cdot \beta_7$	$10 + (1 - \delta_1) H \operatorname{tg}(\beta_8 + \beta_7 - \beta)$	$10 - H \delta_1 \operatorname{tg}(\beta_8 + \beta_7 - \beta)$
8	J	$355^\circ, 360^\circ$	$\arctg\left(\frac{10}{\delta_1 H}\right)$	$\frac{\alpha - 355}{5} \cdot \beta_8$	$10 + (1 - \delta_1) H \operatorname{tg}(\beta_8 - \beta)$	$10 - H \delta_1 \operatorname{tg}(\beta_8 - \beta)$

Q U A D R O 1

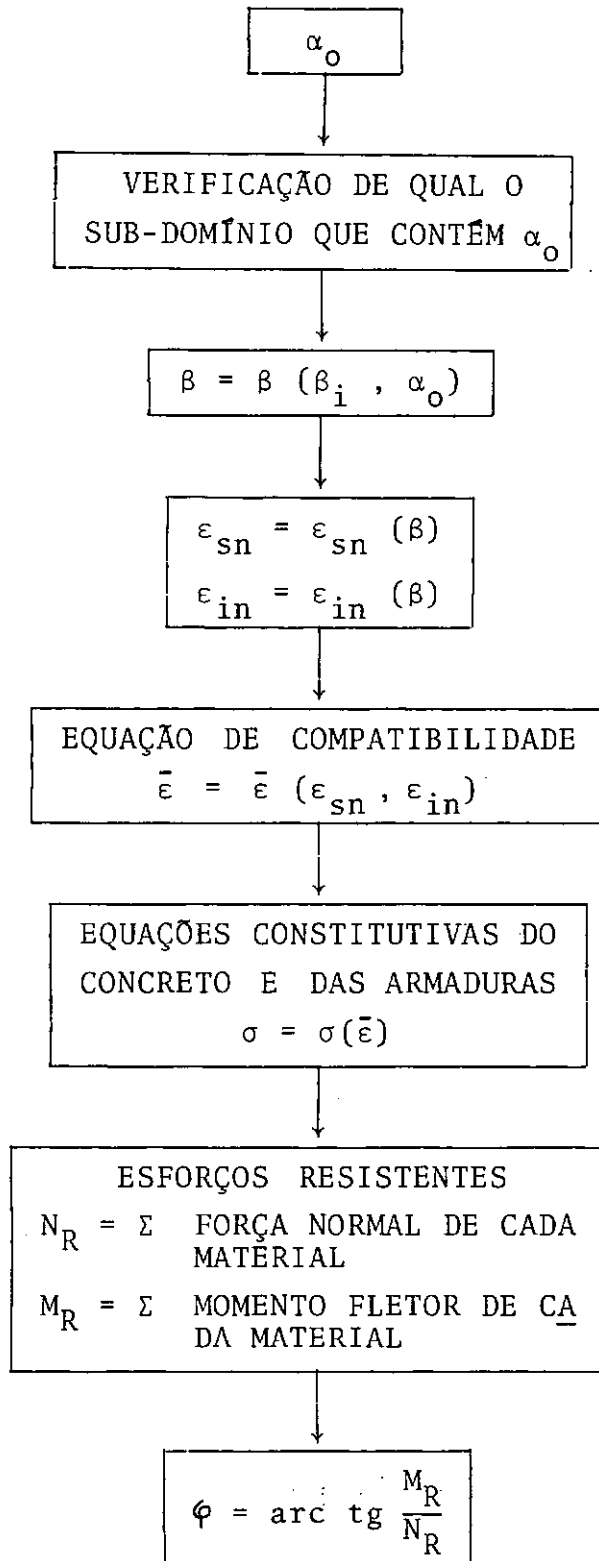
### 3.7 - DESCRIÇÃO DA FUNÇÃO $\varphi = \varphi(\alpha)$

Pode-se afirmar assim, que conseguiu-se uma forma de relacionar a variável  $\alpha$  com o ângulo  $\varphi = \arctan\left(\frac{M_R}{N_R}\right)$ , determinado por uma combinação qualquer de  $M_R$  e  $N_R$ .

Esta função pode ser descrita da seguinte maneira:

- Conhecido um valor  $\alpha_0$  para  $\alpha$ , dentro do domínio  $|0^\circ, 360^\circ|$  verifica-se em qual das regiões o plano de deformação representado por  $\alpha_0$  está contido. Definida a região, calcula-se o ângulo  $\beta$  proporcionalmente a relação entre a diferença de  $\alpha_0$  e o menor  $\alpha$  da região, e a variação máxima de  $\alpha$  na região; sendo o coeficiente de proporcionalidade o ângulo  $\beta_i$ . Determinado o ângulo  $\beta$ , pode-se encontrar as deformações em qualquer ponto seção e conseqüentemente os esforços internos últimos. Por meio destes conhece-se, então o ângulo  $\varphi$  acima referido. (Ver fluxograma).

Portanto,  $\varphi = \varphi(\alpha)$  representa o relacionamento matemático que associa a configuração de deformações limites e a curva de interação, para uma determinada seção em uma idade qualquer da peça.



FLUXOGRAMA DA FUNÇÃO  $\varphi = \varphi(\alpha)$

### 3.8 - DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE SEGURANÇA

Diante do que foi visto, conclui-se que o cálculo do índice de segurança de uma seção, consiste em obter o valor de  $\alpha$ , tal que os correspondentes esforços internos últimos tenham o mesmo ângulo  $\varphi_0$  das solicitações  $M_d$  e  $N_d$ . Ou seja, deve ser verificada a igualdade:

$$\text{arc tang } \left( \frac{M_d}{N_d} \right) = \text{arc tang } \left( \frac{M_R(\alpha_0)}{N_R(\alpha_0)} \right) \quad (3.18)$$

que também pode ser escrita na forma:

$$\varphi_0 = \varphi(\alpha_0) \quad (3.19)$$

A utilização de métodos diretos para a resolução da equação (3.19) é praticamente impossível, em virtude, da complexidade e não linearidade da mesma, pois ela envolve não só funções trigonométricas como também, relações constitutivas não lineares. Assim, a solução deve ser encontrada através de tentativas.

Escolheu-se então, o método iterativo de Newton-Raphson, de aproximações sucessivas.

#### 3.8.1 - Processo Iterativo

Desenvolvendo a função  $\varphi = \varphi(\alpha)$  em série de Taylor e em torno de um ponto conhecido  $\bar{\alpha}_0$ , encontra-se:

$$\varphi_i \approx \varphi(\alpha_0) + \left( \frac{d\varphi}{d\alpha} \right)_{\alpha_0} \cdot \Delta\alpha \quad (3.20)$$

onde, os termos das diferenciais de ordem maior que 1 foram des-

prezados.

Em um ciclo iterativo a equação (3.20) é utilizada duas vezes. Na primeira, determina-se a derivada  $\frac{d\varphi}{d\alpha}$  no ponto  $\bar{\alpha}_0$ , supondo que a função  $\varphi(\alpha)$  é linear, ou seja, fixa-se um valor  $(\Delta \alpha_0)$  para a diferencial  $\Delta \alpha$ , obtendo-se com a abcissa  $\bar{\alpha}_0 + \Delta \alpha_0$  a ordenada  $\varphi_i = \varphi(\bar{\alpha}_0 + \Delta \alpha_0)$ , assim, pode-se explicitar a única incôgnita  $(\frac{d\varphi}{d\alpha}|_{\bar{\alpha}_0})$  da equação 3.20:

$$\frac{d\varphi}{d\alpha}\bigg|_{\bar{\alpha}_0} \cong \frac{\varphi(\bar{\alpha}_0 + \Delta \alpha_0) - \varphi(\bar{\alpha}_0)}{\Delta \alpha_0} \quad (3.21)$$

Pelo fato da função  $\varphi(\alpha)$  não ser linear, a derivada é determinada de forma aproximada.

Na segunda, substitui-se  $\varphi_i$  por  $\varphi_0 (= \arctan \frac{M_d}{N_d})$  com  $\frac{d\varphi}{d\alpha}|_{\bar{\alpha}_0}$  determinada em (3.21) encontra-se a diferencial  $\Delta \alpha$ , pela equação:

$$\Delta \bar{\alpha} = \frac{\varphi_0 - \varphi(\bar{\alpha}_0)}{\frac{d\varphi}{d\alpha}\bigg|_{\bar{\alpha}_0}} \quad (3.22)$$

Esta diferencial é somada à abcissa conhecida determinando-se então, um novo ponto  $(\bar{\alpha}_0 + \Delta \alpha)$  mais próximo da solução final que o anterior, logo, pode-se escrever:

$$\bar{\alpha}_{0_i} = \bar{\alpha}_{0_{i+1}} + \Delta \alpha \quad (3.23)$$

O índice  $i$  indica o número do ciclo iterativo.

O processo iterativo consta então, de:

- a) Fixa-se inicialmente um valor para  $\bar{\alpha}_0$ . Deve-se sempre tentar iniciar o processo com um valor que seja próximo da solução final, porque desta forma reduz-se bastante o número de ciclos.

- b) Determinam-se os esforços últimos correspondentes a  $\bar{\alpha}_0$  e, verifica-se se, a diferença entre  $\varphi_0$  e o ângulo  $\varphi$  dos esforços últimos é menor que a precisão desejada. Quando isto ocorre o processo está encerrado e pode-se então, calcular o coeficiente de segurança; em caso contrário tenta-se obter um novo valor para  $\bar{\alpha}_0$ , conforme é mostrado nos itens seguintes.
- c) Incrementa-se  $\bar{\alpha}_0$  em  $\Delta\alpha_0$  e obtém-se a derivada através da equação (3.21).
- d) Com a equação (3.22) encontra-se a diferencial  $\Delta\bar{\alpha}_0$  e em seguida o novo valor de  $\bar{\alpha}_0$ , com o qual retorna-se ao item b).

Graficamente, o processo pode ser visto na curva de interação da seguinte forma:

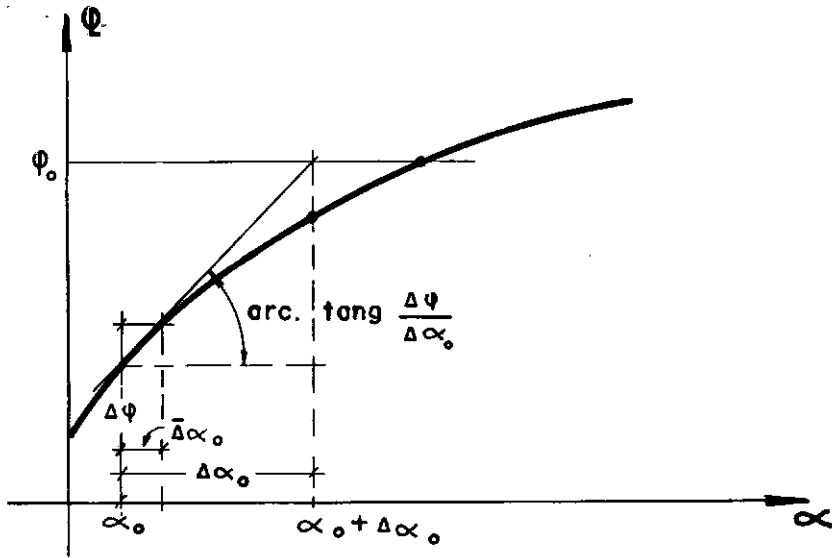


FIGURA 3.6 - REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DE UM CICLO ITERATIVO

Na configuração de deformações limites, tem-se :



A abcissa  $\alpha_d$  de um gráfico  $\varphi$ - $\alpha$  para a qual ocorre a descontinuidade não é previamente conhecida já que a posição do plano de deformação correspondente aos esforços últimos  $(+N_R, 0)$  não é a mesma para todos os casos que surgem na prática, sendo também, variável com o tempo.

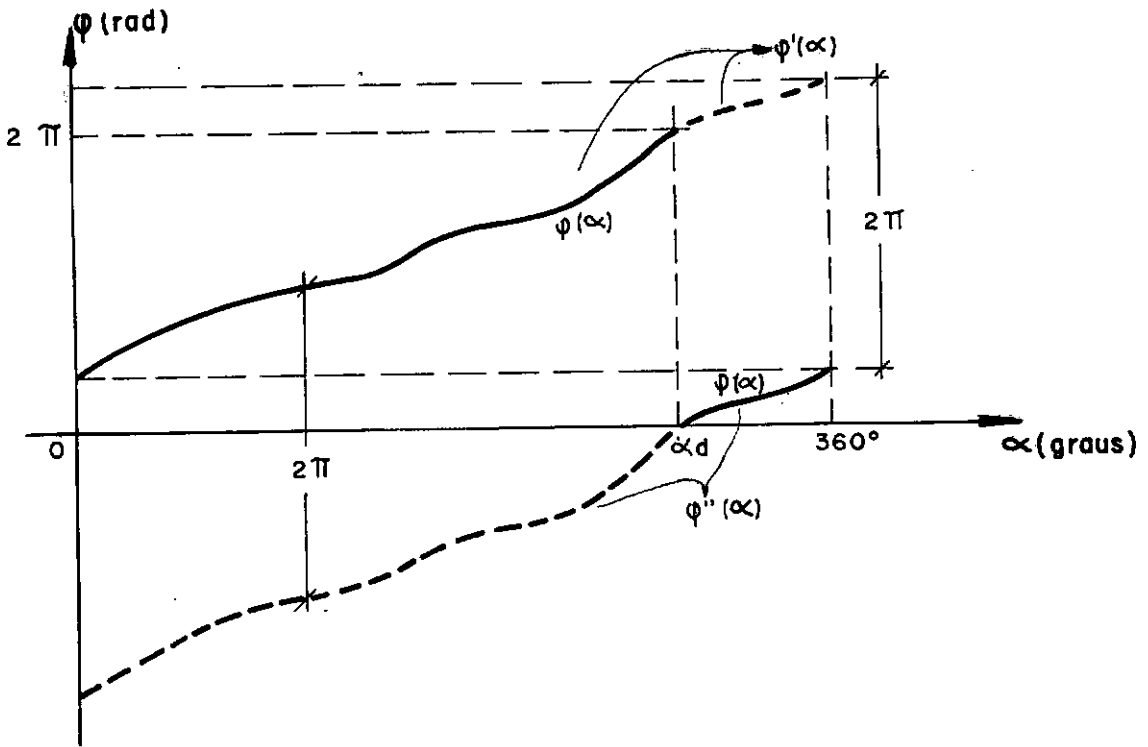


FIGURA 3.9 - CURVA  $\varphi$  -  $\alpha$

Para tornar o processo aplicável, foi necessário utilizar duas funções  $\varphi'(\alpha)$  e  $\varphi''(\alpha)$ , dependentes de  $\varphi(\alpha)$  e que tornassem contínuos, dentro do domínio de  $\alpha$  os dois trechos descontínuos indicados na Figura 3.9 por uma linha cheia originados da função  $\varphi(\alpha)$ .

A diferença entre  $\varphi'(\alpha)$  e  $\varphi''(\alpha)$  é, para qualquer valor de  $\alpha$ , igual a  $2\pi$ . Elas são definidas por:

$$\varphi'(\alpha) = \varphi(\alpha) ; \alpha < \alpha_d \quad (3.25)$$



$$\varphi'(\alpha) = 2\pi ; \alpha = \alpha_d \quad (3.26)$$

$$\varphi'(\alpha) = \varphi(\alpha) + 2\pi ; \alpha \geq \alpha_d \quad (3.27)$$

e

$$\varphi''(\alpha) = \varphi(\alpha) - 2\pi ; \alpha < \alpha_d \quad (3.28)$$

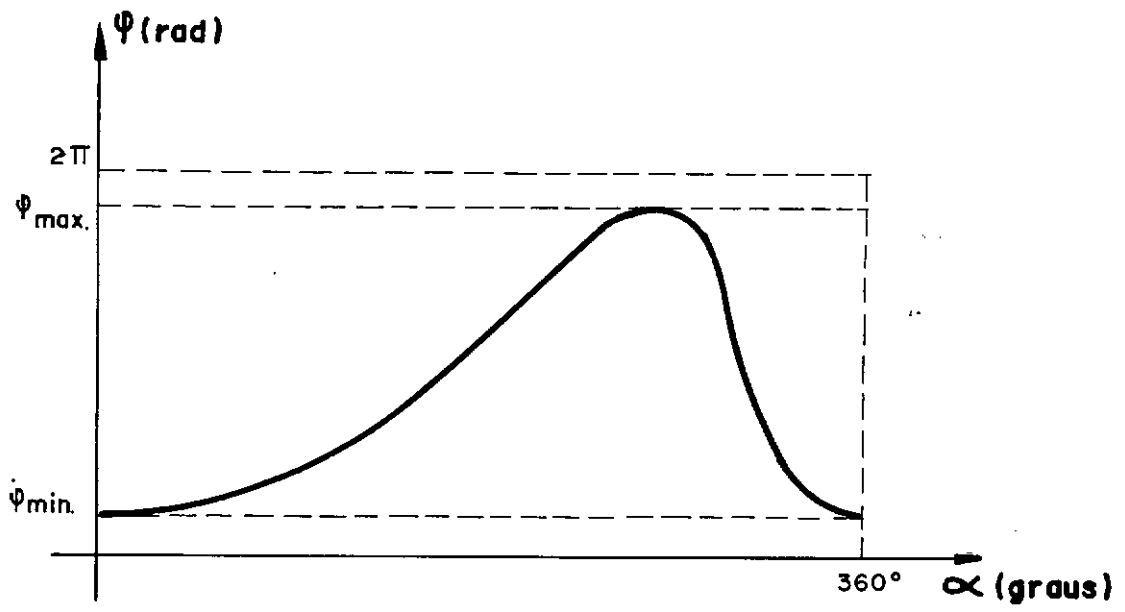
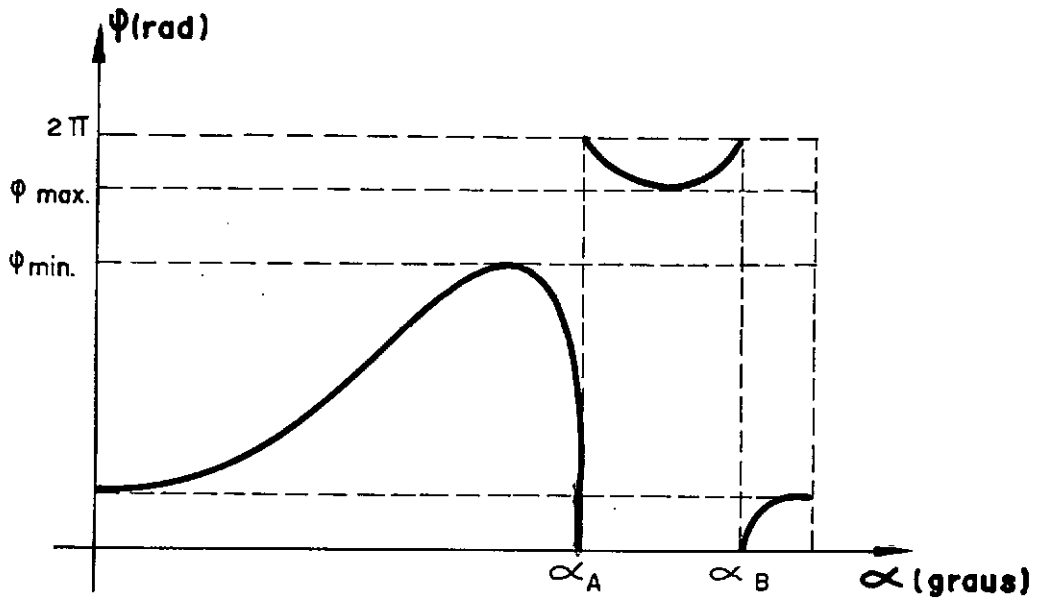
$$\varphi''(\alpha) = 0 ; \alpha = \alpha_d \quad (3.29)$$

$$\varphi''(\alpha) = \varphi(\alpha) ; \alpha > \alpha_d \quad (3.30)$$

### 3.9 - CASOS PARTICULARES DA CURVA DE INTERAÇÃO

Nas seções capazes de não suportar por si só as forças de protensão iniciais e sem esforços externos, a origem do sistema de referência da curva de interação não é um ponto interior a região definida pela curva, isto é uma seção de uma estrutura isostática pode atingir o estado limite último de ruptura, quando submetida apenas a solicitação de protensão.

As curvas de interação que apresentam estas particularidades originam curvas  $\varphi - \alpha$  contínuas (Fig. 3.10) ou com dois pontos de discontinuidade (Fig. 3.11), onde a característica principal destas curvas é a não unicidade do valor de  $\alpha$  correspondente ao ângulo  $\varphi_0$  definido pelas solicitações, ou seja, pode haver duas posições para o plano de deformação cujos esforços últimos produzem o mesmo ângulo  $\varphi_0$ .

FIGURA 3.10 - CURVA  $\varphi - \alpha$  CONTÍNUAFIGURA 3.11 - CURVA  $\varphi - \alpha$  COM DOIS PONTOS DE DESCONTINUIDADE

A curva de interação correspondente a Fig. 3.10, tem o aspecto mostrado na Fig. 3.12 onde se observa que não há ponto comum à curva e o semi-eixo positivo das forças normais, logo o gráfico  $\varphi - \alpha$  não apresenta discontinuidade; variando o ângulo  $\varphi(\alpha)$  entre dois valores  $\varphi_{\min}$  e  $\varphi_{\max}$ , tais que:

$$0 < \varphi_{\min} \leq \varphi \leq \varphi_{\max} < 2\pi$$

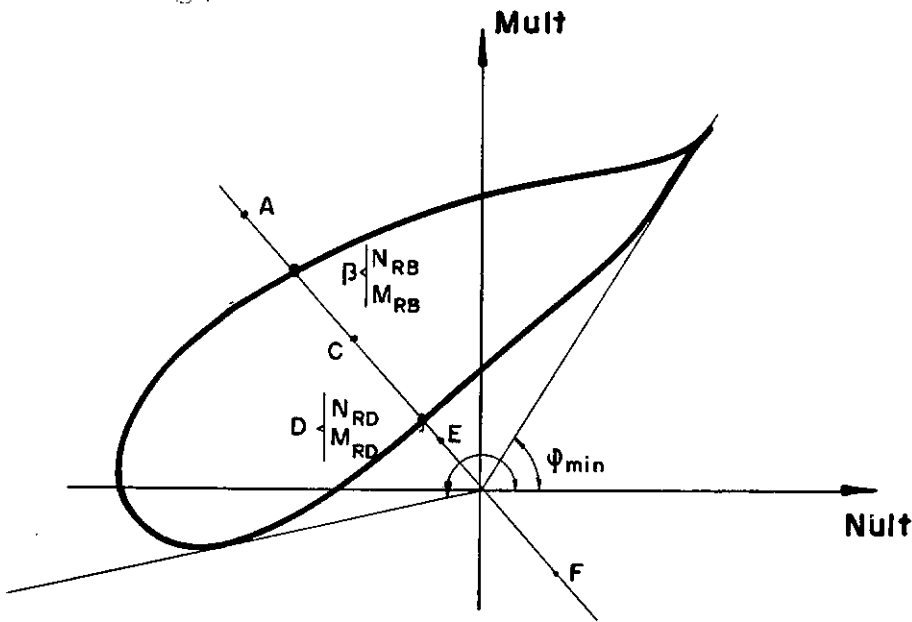


FIGURA 3.12 - CURVA DE INTERAÇÃO SEM PONTO COMUM COM O EIXO  $0 - N_{ult}$

A curva de interação associada à Fig. 3.11, cruza o semi-eixo positivo das forças normais em dois pontos que correspondem a  $\alpha_A$  e  $\alpha_B$  mostrado na Fig. 3.11 e tem o seguinte aspecto:

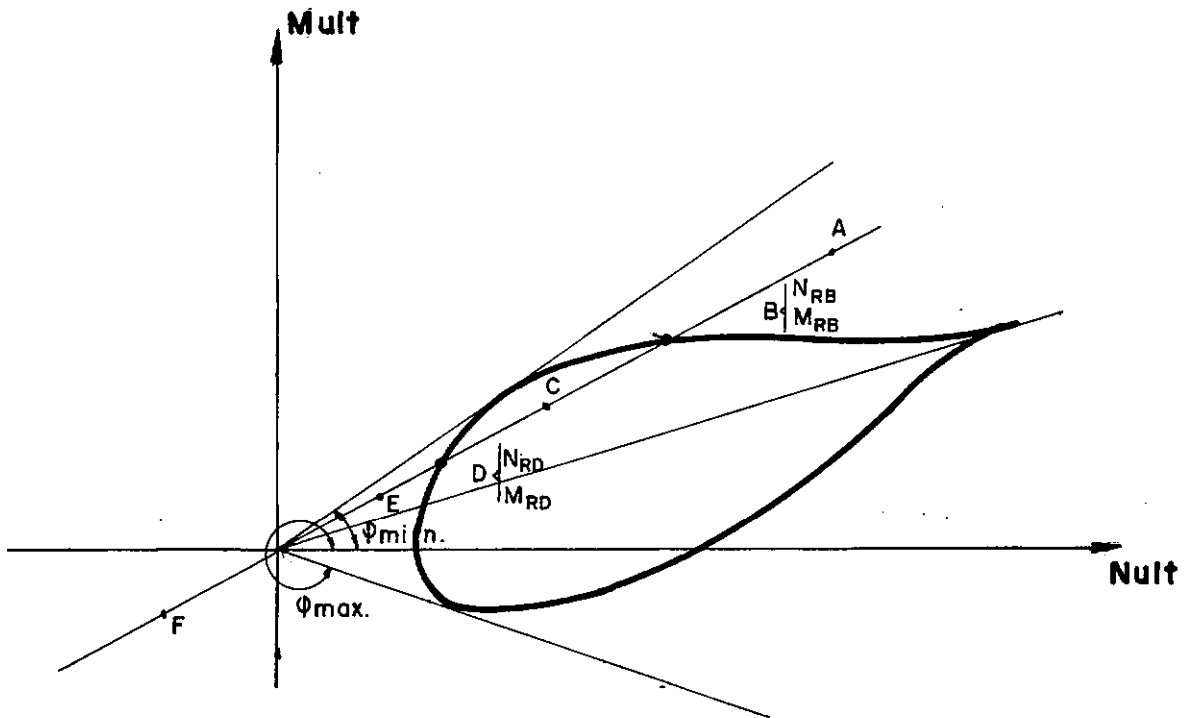


FIGURA 3.13 - CURVA DE INTERAÇÃO COM DOIS PONTOS COMUNS À CURVA E AO EIXO POSITIVO  $0 - N_{ult}$

O ângulo  $\varphi(\alpha)$  é definido neste caso em dois intervalos  $(0, \varphi_{min})$  e  $(\varphi_{max}, 2\pi)$ . Esta curva é representativa das seções projetadas para resistir apenas as forças normais de tração com excentricidade nula ou muito pequena, onde a percentagem de armadura de protensão é muito elevada.

Devido ao fato de não haver mais unicidade na posição do plano de deformação, não é possível aplicar métodos iterativos na determinação de  $\alpha$ , além disso existem solicitações para as quais não há nenhuma posição do plano e ainda, solicitações que correspondem a apenas uma única posição deste plano.

É de se ressaltar que quando são desprezadas as tensões de tração no concreto nas seções com apenas um nível de

armadura, verifica-se que a curva de interação apresenta um trecho de variação linear, onde os pontos deste trecho correspondem aos valores de  $\alpha$  contidos nos intervalos  $(0^\circ; 5^\circ)$  e  $(355^\circ, 360^\circ)$ , para os quais a seção tem apenas alongamentos de tração, de modo que os esforços últimos coincidem com os esforços resultantes da contribuição das armaduras de protensão (ou ordinária no concreto armado). Consequentemente tem-se infinitos valores para  $\alpha$  que originam o mesmo ângulo  $\phi$ , já que neste caso particular (um único nível), os pontos citados situam-se sobre uma reta cuja inclinação é definida pela excentricidade. Em um diagrama  $\phi - \alpha$  a curva representativa da função  $\phi(\alpha)$  é, nos intervalos citados, dois segmentos paralelos ao eixo " $\alpha(s)$ ". Assim, para evitar que ocorresse este problema na determinação de  $\alpha$ , supôs-se que o concreto absorve pequenas tensões de tração (ver Cap. V), de tal modo que o erro máximo introduzido na força normal é igual a  $5 \cdot A_c(t_f)$ , desprezível diante dos esforços do concreto e das armaduras.

### 3.9.1 - Índices de Segurança

As solicitações que produzem o ângulo  $\phi_o$  contido no(s) intervalo(s) que define(m) o domínio da função  $\phi(\alpha)$ , tem dois índices de segurança em relação aos esforços últimos da seção, deste modo para se saber se um determinado ponto de coordenadas  $(N_S, M_S)$  é interior a curva é necessário conhecer os dois valores destes índices que são obtidos em função da distância do ponto  $(N_S, M_S)$  à origem da seguinte forma:

a) Em relação ao ponto B (ver Fig. 3.12 e 3.13)

$$\gamma_{S_B} = \frac{\sqrt{N_{R_B}^2 + M_{R_B}^2}}{\sqrt{N_S^2 + M_S^2}} \quad (3.31)$$

b) Em relação ao ponto D (ver Fig. 3.12 e 3.13)

$$\gamma_{S_D} = \frac{\sqrt{N_S^2 + M_S^2}}{\sqrt{N_{R_D}^2 + M_{R_D}^2}} \quad (3.32)$$

Assim, para um mesmo ângulo  $\varphi$ , os índices de segurança variam conforme é mostrado na Fig. 3.14, onde no eixo horizontal está representada a distância de cada ponto a origem e no vertical os índices de segurança.

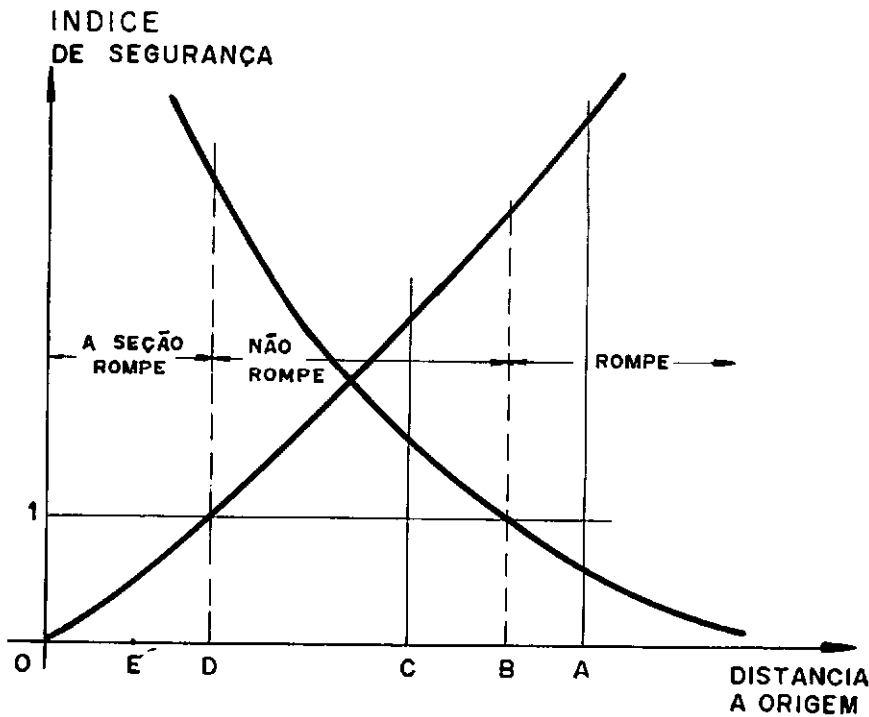


FIGURA 3.14 - VARIAÇÃO DOS ÍNDICES DE SEGURANÇA PARA UM MESMO ÂNGULO  $\varphi$ .

Todos os pontos situados entre os pontos B e D da Fig. 3.13, estão no interior da curva de interação e na Fig. 3.14 se vê que os respectivos índices são maiores que 1; os pontos entre O e D e aqueles cuja distância a origem é maior que a distância  $\overline{OB}$  levam a seção a ruptura, tendo um índice maior que 1 e o outro menor que este valor

### 3.10 - COMENTÁRIOS

Os esforços últimos das armaduras de protensão correspondem, para os pré-alongamentos usados na prática, a pontos cujas abcissas são positivas (força normal de tração), enquanto que os esforços do concreto correspondem sempre a pontos de abcissas negativas (força normal, de compressão), conseqüentemente a curva de interação concreto + armadura de protensão apresenta pontos internos a curva do concreto. No concreto armado o trecho interno à curva do concreto só ocorre nas seções com um único nível de armadura, sendo este trecho bastante reduzido quando comparado com as curvas do concreto protendido. Ainda referindo-se ao concreto armado, um dos pontos comuns às curvas concreto + armadura e só concreto é facilmente identificado: corresponde à deformação limite que separa os domínios 3 e 4a indicados nas recomendações do CEB/70, sendo independentes da percentagem de armadura ordinária, enquanto que o outro ponto depende da área da armadura existente.

No concreto protendido estes pontos são difíceis de serem identificados, pois dependem de muitas variáveis.

## IV - FADIGA

### 4.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A fadiga não constitui sempre um critério de cálculo determinante porque, habitualmente, as variações do carregamento são muito pequenas e pouco numerosas. Entretanto, quando as cargas relativamente elevadas são repetidas muitas vezes (como em pontes ferroviárias, pontes rolantes, etc.), não se deve deixar de fazer uma verificação do estado limite último de fadiga.

Nas peças de concreto protendido, sob a ação das cargas de serviço que não provoquem a fissuração da mesma, pode-se afirmar que há pouca possibilidade de falha por fadiga nas armaduras de protensão, isto deve-se às pequenas variações de tensões provocadas pelas cargas acidentais. Para cargas superiores que originem fissuras, as variações de tensões assumem valores elevados que aumentam a probabilidade de se atingir o estado limite último citado anteriormente.

De modo que, as tensões para este tipo de verificação devem ser calculadas, admitindo-se que o concreto não resiste à tração, ou seja, utilizando-se as equações constitutivas do concreto para o Estádio II .

O projeto para as recomendações do CEB(1976) apresenta um método de verificação para a fadiga onde, são estudados individualmente o concreto e o aço sob a ação de cargas alternadas. Mostra o referido projeto que, para as tensões máximas ( $\sigma_{max}$ ) a fadiga destes materiais são funções do número de ciclos (n) e das tensões mínimas correspondentes a uma ação quase permanente.



#### 4.2 - RESISTÊNCIA A FADIGA DO CONCRETO (CEB/76)

A determinação desta resistência deve ser feita utilizando os diagramas de Wöhler e Goodman (Fig. 4.1) e (Fig. 4.2) respectivamente.

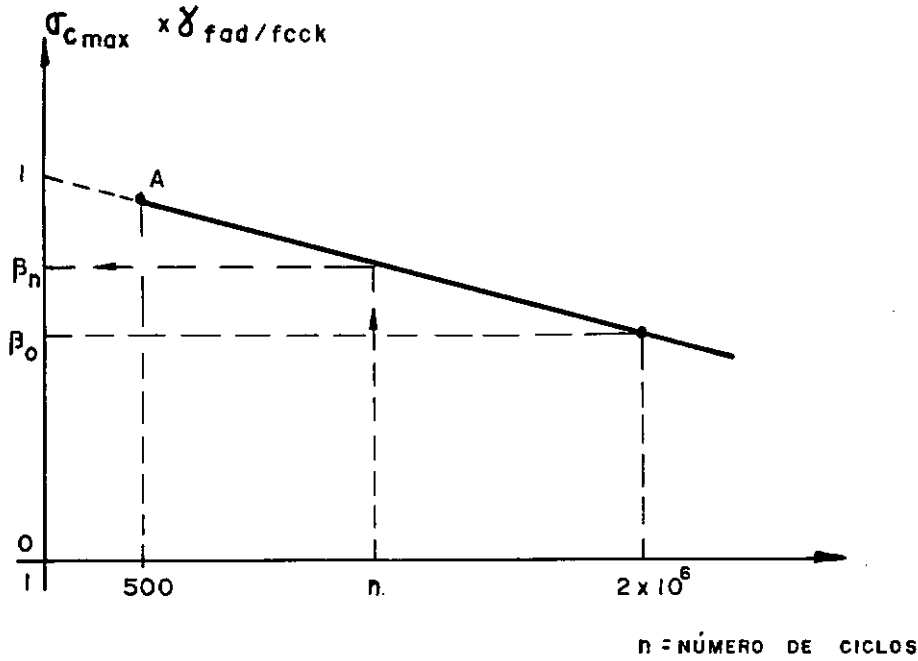


FIGURA 4.1 - DIAGRAMA DE WÖHLER PARA O CONCRETO

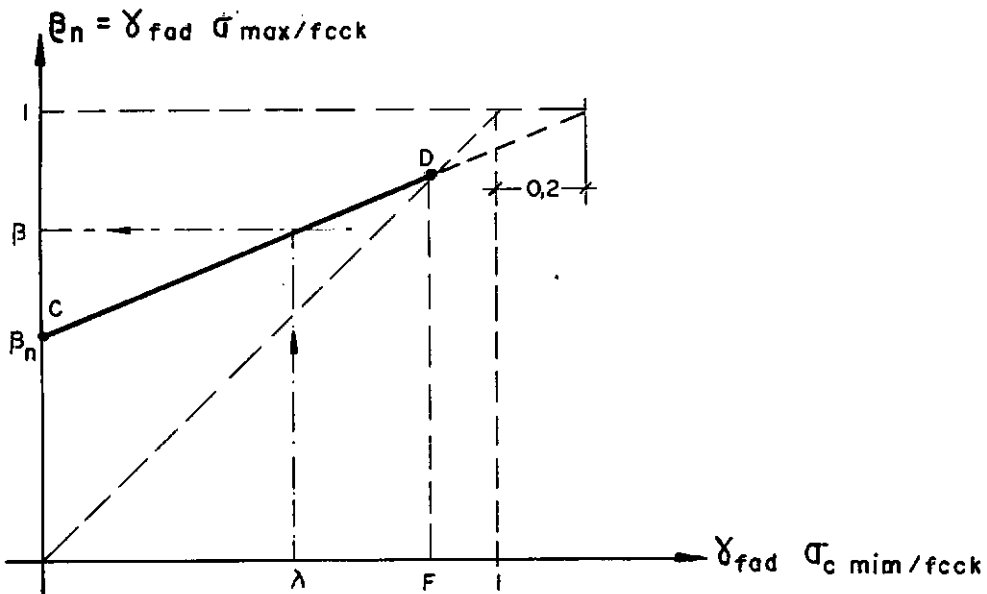


FIGURA 4.2 - DIAGRAMA DE GOODMAN PARA O CONCRETO

Nestes diagramas:

$n$  representa o número de ciclos. Segundo o projeto citado,  $n$  deve ser maior que 500 pois, para valores menores não há necessidade de verificar a fadiga do concreto:

$\beta_0$  é a relação entre  $\gamma_{fad} \cdot \sigma_{max}$  (para  $n = 2 \times 10^6$  e tensão mínima nula) e a resistência característica a compressão ( $f_{cck}$ ). A resistência característica a fadiga ( $\gamma_{fad} \cdot \sigma_{max}$ ) deve ser determinada experimentalmente. Entretanto, na ausência de ensaios pode-se tomar o valor  $0,6 f_{cck}$ . Designa-se  $\beta_0$  por resistência relativa a fadiga.

$\beta_n$  é a resistência relativa para  $n \neq 2 \times 10^6$  com tensão inferior igual a zero. É determinada pela equação da reta que passa pelos pontos A e B da Figura 4.1.

$$\beta_n = \beta_0 + \frac{1 - \beta_0}{2 \times 10^6 - 1} (2 \times 10^6 - n) \quad (4.1)$$

F é o valor máximo da relação entre a  $\sigma_{cmin} \times \gamma_{fad}$  e a resistência característica do concreto, determinada estaticamente. (ver Figura 4.2).

$$F = \frac{1.2 \beta_n}{0.2 + \beta_n} \quad (4.2)$$

$\gamma_{fad}$  é o coeficiente de minoração do concreto a fadiga igual a  $\gamma_c$  (ver Cap. III, ítem 3.2.3.1).

$\sigma_{c min}$  corresponde a tensão mínima de compressão produzida por uma solicitação qualquer.

$\sigma_{c \max}$  é a tensão máxima de compressão.

$\lambda$  representa a relação entre uma tensão mínima genérica multiplicada pelo coeficiente de minoração à fadiga e, a resistência característica a compressão.

$$\lambda = \frac{\sigma_{c \min}}{f_{cck}} \cdot \gamma_{fad} \quad (4.2a)$$

$\beta$  resistência relativa a fadiga do concreto. É determinada pela equação da reta que passa pelos pontos C e D do diagrama de Goodman.

$$\beta = 1 - (1 - \beta_n) \frac{1.2 - \lambda}{1.2} \quad (4.3)$$

A tensão máxima de ruptura (compressão), para uma tensão inferior qualquer e um número de ciclos fixado, é obtida multiplicando-se a resistência relativa à fadiga pela resistência característica ( $f_{cck}$ ) dividida pelo coeficiente de minoração.

$$\sigma_{\max} = \beta \cdot \frac{f_{cck}}{\gamma_{fad}} \quad (4.4)$$

A verificação do estado limite último de fadiga, no concreto, consiste em comparar esta tensão máxima de ruptura com a tensão máxima originada pelas ações externas atuantes na seção.

#### 4.3 - RESISTÊNCIA A FADIGA DAS ARMADURAS DE PROTENSÃO

A determinação da resistência a fadiga destas armaduras é feita também, com a utilização do diagrama de Wölher e

Goodman referentes aos aços.

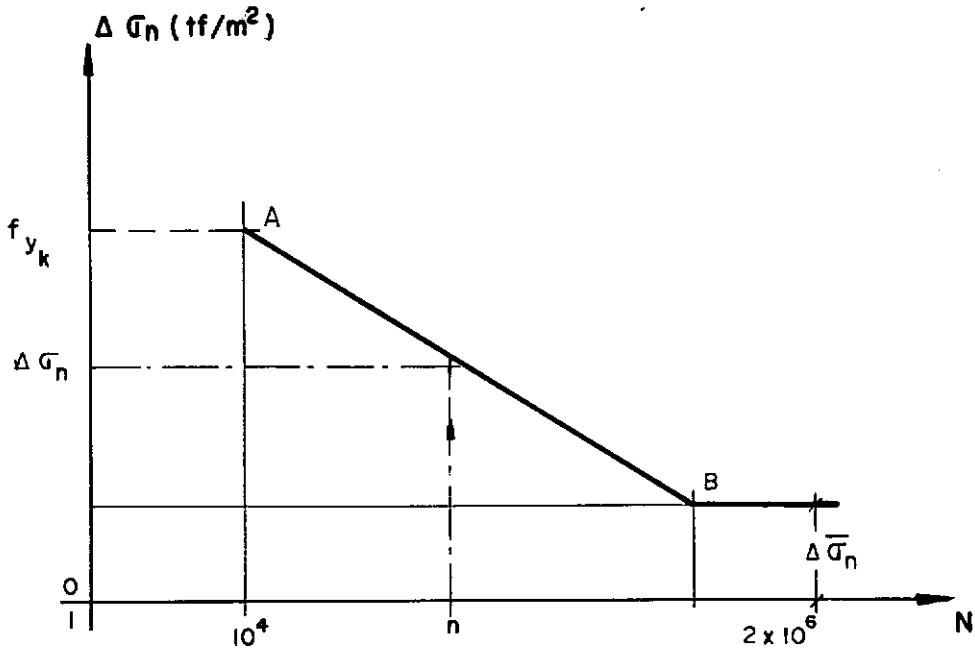


FIGURA 4.3 - DIAGRAMA DE WÖLHER PARA O AÇO DE PROTENSÃO

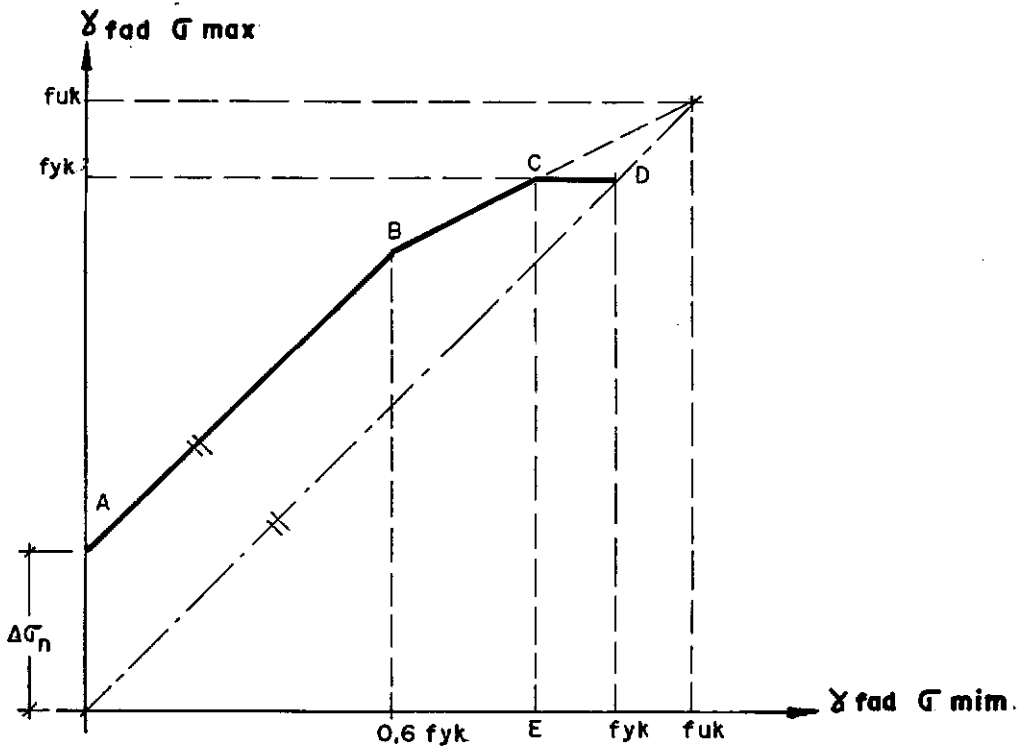


FIGURA 4.4. - DIAGRAMA DE GOODMAN PARA O AÇO DE PROTENSÃO

Nestes diagramas:

$f_{yk}$  é a tensão de escoamento dos aços;

$\overline{\Delta\sigma_n}$  variação característica à fadiga das tensões, determinada para um número de ciclos igual a  $2 \times 10^6$  e tensão mínima qualquer entre 0 e  $0,6 f_{yk}$ . Na ausência de ensaios pode-se utilizar um dos valores dados abaixo:

- a) 20000 tf/m<sup>2</sup> para armaduras de protensão com nervuras;
- b) 25000 tf/m<sup>2</sup> para armaduras de protensão sem nervuras.

$\gamma_{fad}$  é o coeficiente de minoração a fadiga dos aços igual a 1,15

$f_{uk}$  representa a tensão de ruptura do aço utilizado

$\sigma_{max}$  tensão máxima devida as solicitações

$\sigma_{min}$  corresponde a tensão mínima devida às solicitações

No diagrama da Figura 4.3, obtém-se a variação a fadiga das tensões ( $\Delta\sigma_n$ ) para um número de ciclos diferente de  $2 \times 10^6$ . Segundo o projeto do CEB, n deve ser maior que  $10^4$ , porque para valores menores, não há necessidade de verificar a fadiga nas armaduras de protensão.

Analiticamente, encontra-se  $\Delta\sigma_n$  por meio das equações:

$$\Delta\sigma_n = f_{yk} - (n - 10^4) \cdot \frac{f_{yk} - \overline{\Delta\sigma_n}}{2 \times 10^6 - 10^4} ; \quad 10^4 \leq n \leq 2 \times 10^6 \quad (4.5)$$

$$\Delta\sigma_n = \overline{\Delta\sigma_n} ; \quad n > 2 \times 10^6 \quad (4.6)$$

O valor  $\gamma_{fad}$  ( $\sigma_{max} - \sigma_{min}$ ) correspondente a uma tensão mínima qualquer, pode ser determinada no diagrama de Goodman (ver Fig. 4.4), em função da variação de tensão  $\Delta \sigma_n$  obtida, conforme o valor de  $n$ , por uma das equações (4.4) e (4.5).

Observando a Figura 4.4 pode-se escrever:

$$\sigma_{max} = f_{yk} ; E \leq \gamma_{fad} \sigma_{min} \leq f_{yk} \quad (4.7)$$

$$\sigma_{max} = \Delta \sigma_n + 0.6 f_{yk} + (\sigma_{min} \cdot \gamma_{fad} - 0.6 f_{yk}) \frac{f_{uk} - 0.6 f_{yk} - \Delta \sigma_n}{f_{uk} - 0.6 f_{yk}}$$

$$0.6 f_{yk} \leq \gamma_{fad} \sigma_{min} \leq E \quad (4.8)$$

$$\sigma_{max} = \gamma_{fad} \cdot \sigma_{min} + \Delta \sigma_n ; 0 \leq \gamma_{fad} \sigma_{min} \leq 0.6 f_{yk} \quad (4.9)$$

A verificação do estado limite último de fadiga é feita comparando-se resistência à fadiga, deduzida de uma das equações (4.7), (4.8) ou (4.9), com a tensão máxima, correspondente a solicitação, multiplicada pelo coeficiente de minoração.

## V - PROGRAMA AUTOMÁTICO

### 5.1 - INTRODUÇÃO

Utilizando toda a teoria mostrada nos capítulos anteriores, foi desenvolvido um programa automático, para verificações de seções com forma qualquer, em concreto protendido com pós-tensão e aderência posterior.

A lógica do mesmo foi esquematizada de forma a ser possível qualquer verificação em diferentes idades da obra.

A partir da aplicação da força de protensão inicial no primeiro elemento tensor a ser tracionado, até sua utilização em serviço, uma peça em C.P. apresenta diversas fases durante a sua execução, bem como, diferentes planos de execução possíveis de serem adotados no projeto da mesma.

Durante a fase de cálculo, o projetista é levado a adotar, em função das dificuldades e do grande trabalho requerido nesta fase, determinados planos que nem sempre conduzem a uma utilização econômica dos materiais e a uma maior segurança na estrutura.

A característica reológica dos materiais faz com que, na fase de utilização, à cada plano escolhido corresponda um comportamento diferente, de modo que, analisando-se uma seção qualquer da peça, em diversos planos e em um mesmo intervalo de tempo, obtêm-se diferentes coeficientes de segurança. E, faz também com que, nas verificações efetuadas em diferentes idades seja necessário o conhecimento da "história" da execução da obra desde o seu início até a data em que se quer realizar a verificação.

Este programa, embora não seja completo, traz uma

ajuda no estudo destas opções e permite um conhecimento maior sobre a situação real das peças ao longo do tempo.

## 5.2 - PROGRAMA PRINCIPAL

Inicialmente é chamada a subrotina LEITU onde, são lidos todos os parâmetros constantes da seção.

Em seguida, por meio da subrotina AREA são calculadas as áreas dos furos das bainhas e retiradas da área total, antes porém, são obtidos esta última área, o centro de gravidade e o momento de inércia de seção (suposta constituída de um único material).

Com a finalidade de reduzir o número de iterações da subrotina PITER determinam-se para as deformações do primeiro ciclo iterativo as provenientes das forças de protensão iniciais. Estas deformações são calculadas pelas fórmulas da teoria linear, com intuito de obter uma solução inicial próxima da solução final.

É definido no programa um vetor (IORD) que armazena as ordens de execução fornecidas como dados de entrada. Estas ordens de execução de tarefas de processamento, são dadas através de números inteiros que variam de 1 a 10, onde cada número está associado a uma rotina, conforme é explicado a seguir.

### a) Protensão (IORD(I)) = 1

Ao ser dado o número 1 a variável IORD(I) o programa desvia-se para a rotina dita de protensão, onde são lidos os números de armaduras a serem tracionadas em uma fase qualquer e os seus respectivos números, os quais são fornecidos segundo a ordem em que as mesmas serão colocados em tração.

Para cada armadura é calculado o pré-alongamento



correspondente, considerando-se a força inicial como força aplicada a seção e os esforços permanentes existentes na época. Em virtude do programa não calcular as perdas de protensão devido ao atrito e a acomodação dos cones de ancoragem, a força inicial fornecida deve ser a existente na seção após estas perdas. Ela é tratada como força externa apenas para o cálculo do pré-alongamento porque, depois que este é determinado o programa utiliza-o como deformação imposta à armadura (ver Cap. II).

b) Injeção (IORD(I) = 2)

Aqui são lidos o número de armaduras onde serão efetuadas as injeções de argamassa na fase considerada e os seus respectivos números.

Através da subrotina AREA, são calculadas as áreas dos furos das bainhas destas armaduras e adicionadas à área de concreto.

c) Aumento das Solicitações Permanentes (IORD(I) = 3)

Durante as diversas fases de execução da obra, as solicitações decorrentes das cargas permanentes variam a medida que estas fases vão ocorrendo.

As variações dos esforços permanentes são lidas e adicionadas aos esforços existentes (o programa inicia com esforços nulos), quando é dado o comando acima.

d) Verificação a Ruptura Apenas com Solicitações Decorrentes de Carregamentos Permanentes (IORD(I) = 4)

A verificação do estado limite último é feita considerando-se a teoria mostrada no Capítulo 4 .

e) Verificação das Tensões com Solicitações Permanentes (IORD(I)=5)

Calcula simultaneamente as tensões no concreto e nas armaduras, utilizando os diagramas do concreto no Estadio I, Estadio II e Estadio I com plasticidade à tração.

f) Verificação Ruptura com Solicitações Permanentes e Variáveis (IORD(I) = 6)

O momento fletor e a força normal variáveis são lidos e adicionados aos esforços permanentes.

g) Verificação das Tensões com Solicitações Permanentes e Variáveis (IORD(I) = 7)

Idem ao item e), lendo antes, as solicitações variáveis e adicionando-as às permanentes.

h) Verificação a Fadiga e do Estado Limite Último de Ruptura (IORD(I) = 8)

É feita simultaneamente a verificação a fadiga e a ruptura das combinações máximas e mínimas das solicitações permanentes e variáveis.

A primeira verificação (fadiga) é realizada com a teoria mostrada no Capítulo 4.

Esta verificação, no concreto, foi limitado a apenas dois pontos da seção: os bordos superior e inferior. Quando a tensão em um destes pontos é positiva (tração), ela é substituída por uma tensão nula. Isto pode ser justificada pelo fato de que, estando a seção fissurada, os efeitos da fadiga só serão sentidos quando a fibra voltar a ser novamente comprimida.

i) Coeficientes de Perda de Protensão (IORD(I) = 9)

As perdas de protensão decorrentes dos efeitos de fluência, retração e relaxação do aço devem ser calculadas separadamente e fornecidos como percentagens do pré-alongamento.

Para as verificações em idades diferentes as percentagens das perdas ocorridas até esta idade devem ser referidas aos pré-alongamentos existentes na idade considerada.

j) Fim de Execução (IORD(I) = 10)

Quando a variável IORD(I) toma o valor 10 é executada a operação de término do programa. De forma que, este comando é obrigatório sempre que o programa for utilizado.

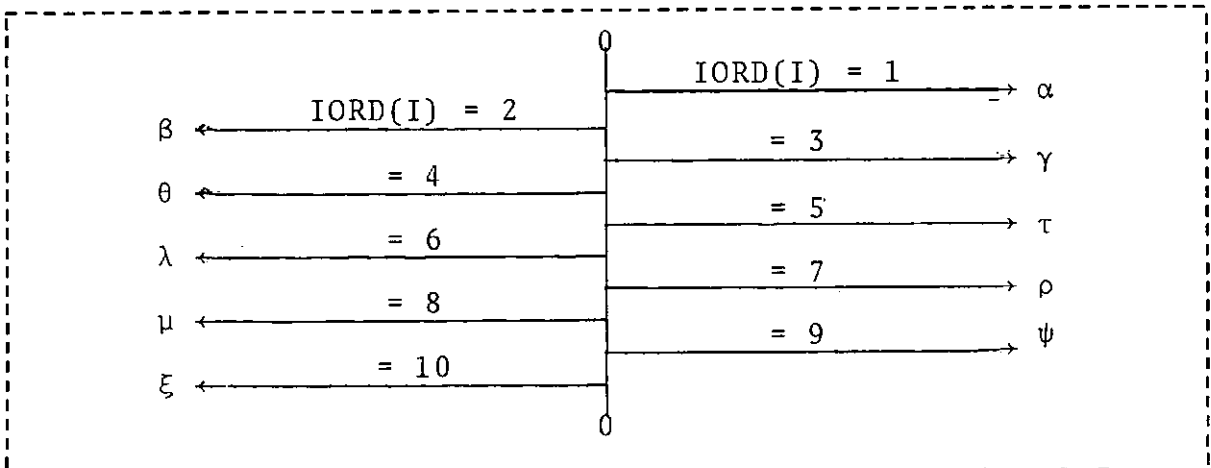
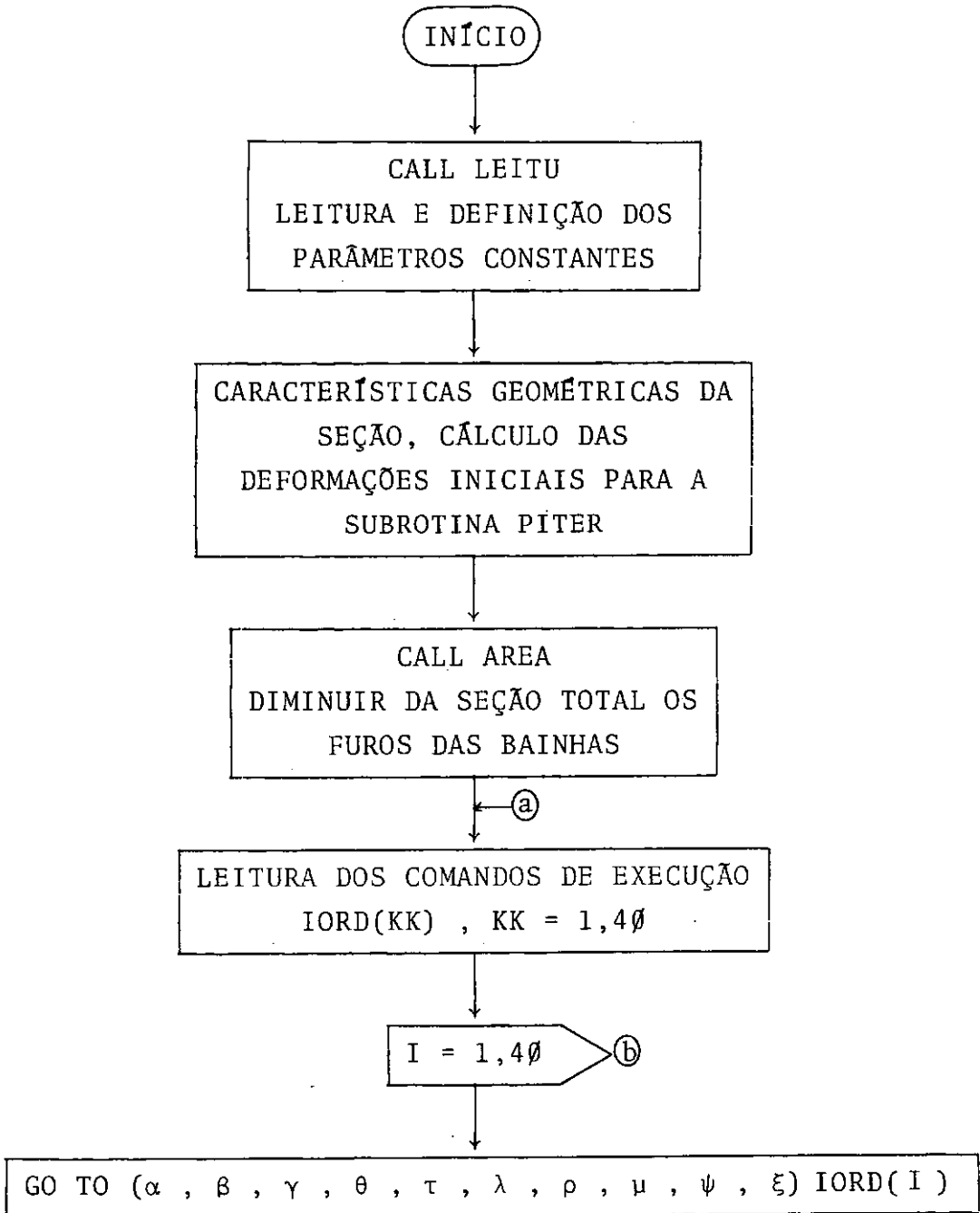
Se ao término da execução de 40 comandos o programa não foi desviado para o item j) , é lido novamente, outro cartão contendo no máximo 40 comandos. É assim sucessivamente até que se ordene o fim da execução.

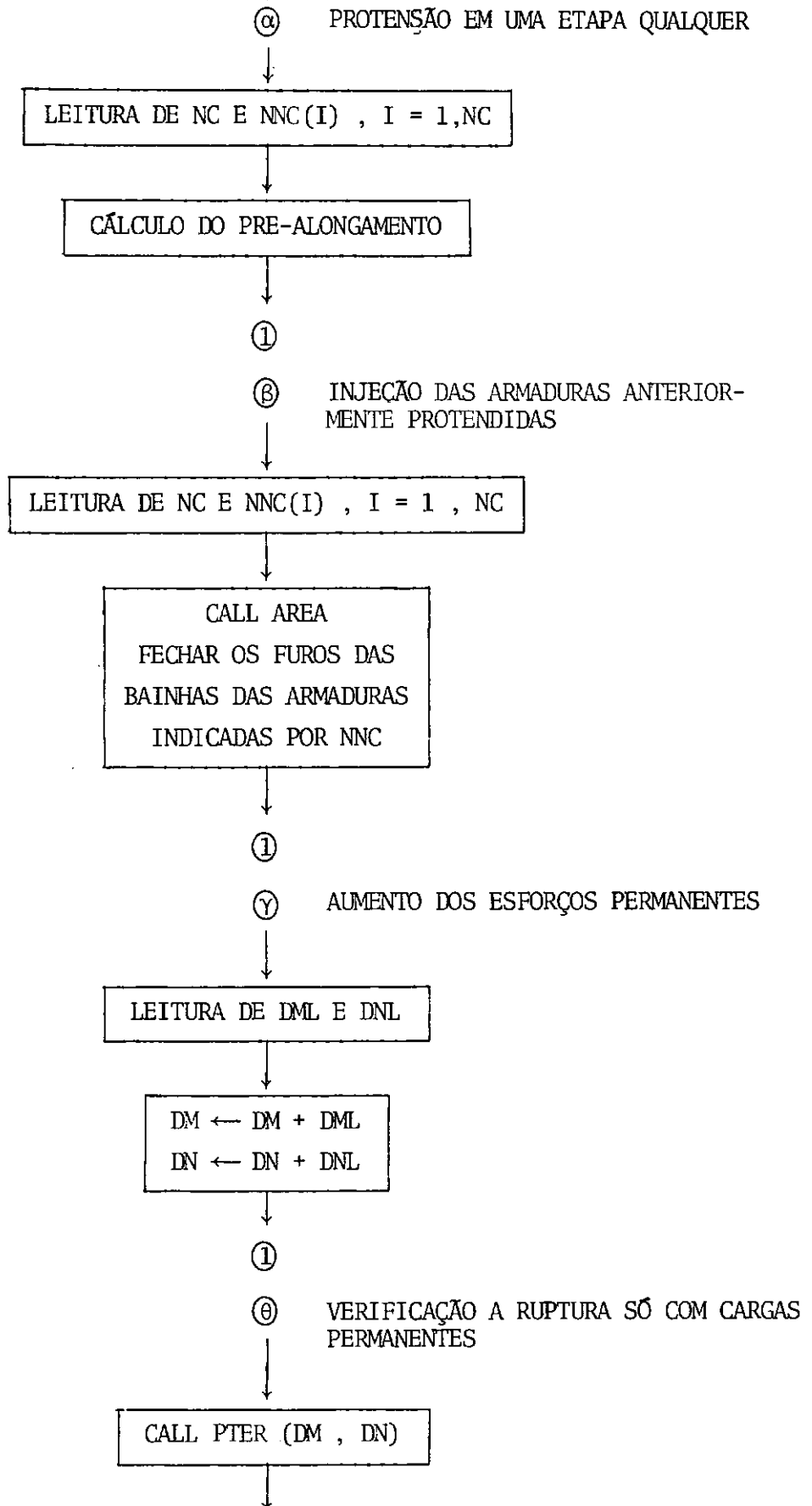
É de se notar que todos os esforços solicitantes de cargas permanentes, devam ser dados com seus valores característicos (ou nominais). O programa multiplicará os esforços permanentes por coeficientes de majoração de cargas internamente no cálculo dos estados limites últimos.

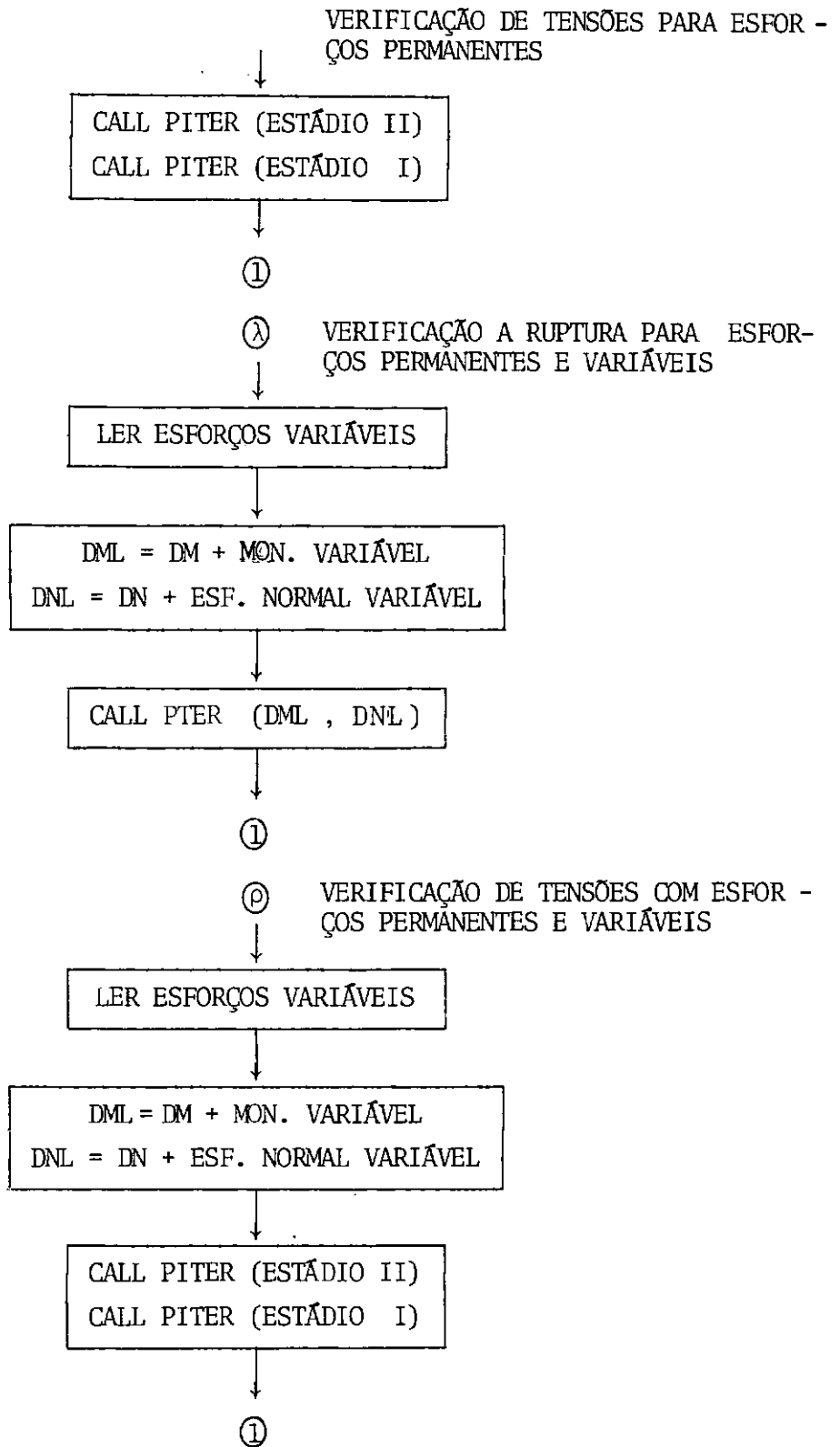
Internamente os esforços de protensão não serão multiplicados por nenhum coeficiente de segurança no cálculo do estado limite último de ruptura.

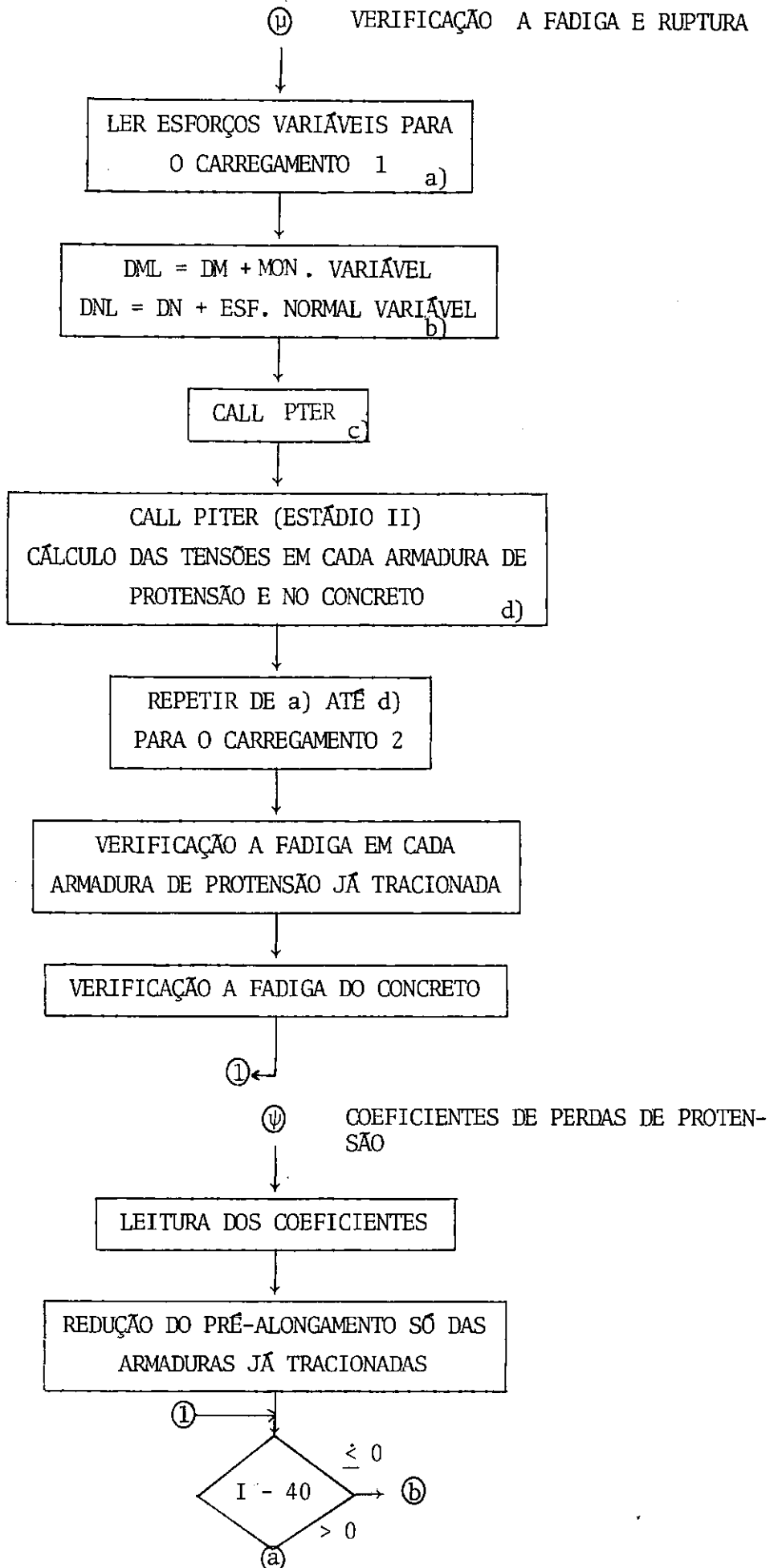
Os esforços variáveis para as verificações em serviço deverão ser dados com seus valores característicos (ou nominais). Entretanto, para as verificações no estado limite último de ruptura eles devem ser dados com seus valores de cálculo.

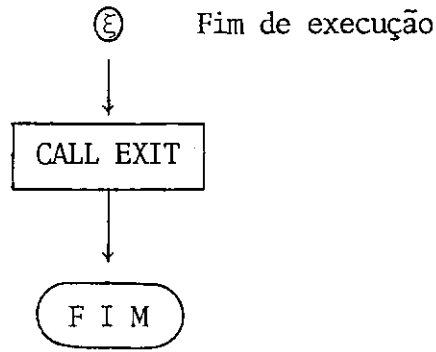
## DIAGRAMA SIMPLIFICADO DO PROGRAMA PRINCIPAL











### 5.3 - SUBROTINAS UTILIZADAS

#### 5.3.1 - Subrotina LEITU

Nesta subrotina são lidos todos os parâmetros necessários às verificações.

Com a finalidade de reduzir o número de cartões utilizados para definir as larguras de cada faixa e das percentagens de armaduras ordinárias, deve-se a seção em retângulos (Figura 5.1) compostos de faixas sucessivas iguais, devendo ser fornecido o número de retângulos e para cada um deles, o número de faixas e a respectiva largura. Igualmente é feito para as percentagens de armadura ordinária, fornecendo-se o número de percentagens diferentes, bem como para cada percentagem o número de faixas sucessivas que a contém e o seu respectivo valor.

Por exemplo, na seção mostrada na Figura 5.1, o número de retângulos é igual a 3 e o número de percentagens igual a 4.



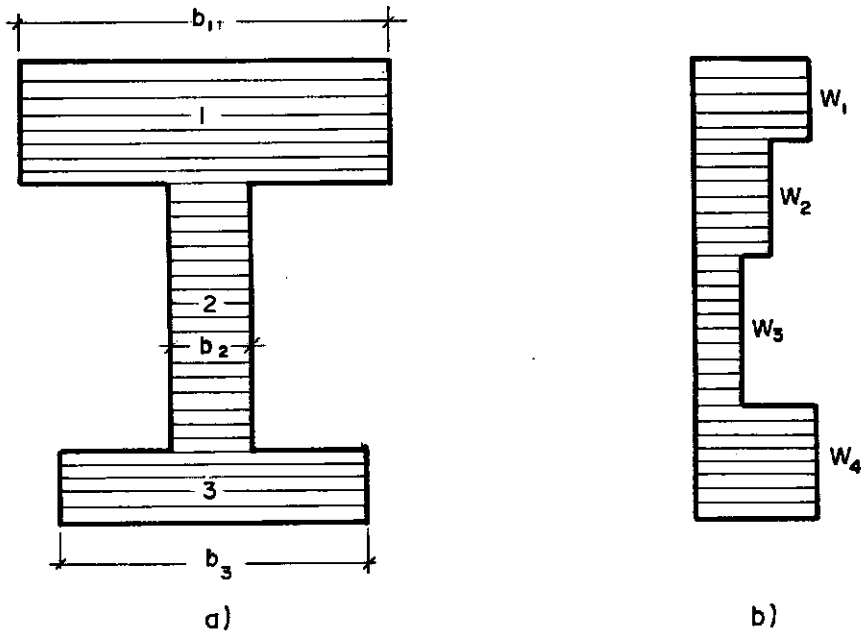


FIGURA 5.1 - SEÇÃO TRANSVERSAL DIVIDIDA EM RETÂNGULOS E EM PERCENTAGENS DE ARMADURAS IGUAIS

O primeiro retângulo tem  $n_1$  faixas com largura  $b_1$ , o segundo  $n_2$  com  $b_2$  e o terceiro  $n_3$  faixas e largura  $b_3$  (ver fig. 5.1a). A soma  $n_1 + n_2 + n_3$  deve ser igual a 100, que corresponde ao número de faixas fixadas no programa.

Em relação as armaduras (Fig. 5.1b) tem-se  $m_1$  faixas com percentagem  $w_1$ ,  $m_2$  com  $w_2$ ,  $m_3$  com  $w_3$  e o último  $m_4$  com  $w_4$ , também a soma  $m_1 + m_2 + m_3 + m_4$  deve ser igual a 100.

São definidas ainda, a altura da seção, as resistências características dos materiais, o módulo de elasticidade das armaduras de protensão, o número total de elementos tensores com as respectivas áreas transversais, forças iniciais, diâmetro das

bainhas e excentricidades das armaduras.

Para as verificações a fadiga devem ser dados o número de ciclos, a variação admissível de tensões ( $n = 2 \times 10^6$  e  $\sigma_{\min} \leq 0.6 f_{yk}$ ) nas armaduras de protensão e a resistência relativa do concreto. Todos os demais dados necessários e não citados aqui, estão indicados no manual de entrada de dados.

### 5.3.2 - Subrotina AREA

Esta subrotina retira ou adiciona a área dos furos das bainhas, calculando uma largura equivalente para o trecho da bainha contido na faixa  $i$ .

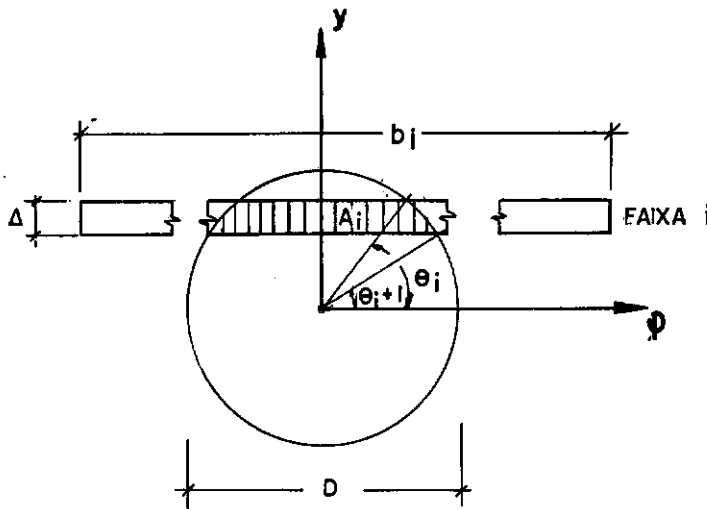


FIGURA 5.2

$D$  - diâmetro da bainha

$$A_i = \left(\frac{D}{2}\right)^2 \cdot (\theta_{i+1} - \theta_i) + \frac{\sin(2\theta_{i+1}) - \sin(2\theta_i)}{2} \quad (5.1)$$

$$b_i = b_i - (-1)^{IN} \frac{A_i}{H} \times 100 \quad (5.2)$$

IN = 0 - retira  $A_i$

IN = 1 - adiciona  $A_i$

### 5.3.3 - Subrotina AÇO

Por meio desta, obtém-se as tensões nas armaduras ordinárias e da protensão em função da respectiva deformação.

A natureza das armaduras ordinárias são diferenciadas pela variável TIPOA.

TIPOA = 1 - aço natural

TIPOA = 2 - aço deformado a frio

O tipo previsto de armadura de protensão estão limitadas ao aço deformado a frio.

As tensões neste tipo de aço são determinadas em função da deformação, utilizando o método iterativo de Newton-Raphson, com uma aproximação igual a

$$10^{-3} |\epsilon| + 10^{-3}$$

### 5.3.4 - Subrotina ESF

Calcula as contribuições das armaduras e do concreto. Os diagramas do concreto são identificados, segundo o tipo de verificação por duas variáveis.

IND = 0 e IND1 = 1 - ESTÁDIO III (Ruptura)

IND = 0 e IND1 = 0 - ESTÁDIO II

IND = 1 e IND1 = 0 - ESTÁDIO I

IND = 1 e IND1 = 1 - ESTÁDIO I com plasticidade a tração

Nos diagramas identificados por  $IND = 0$ , que não consideram tensões de tração foi introduzida uma modificação: quando as deformações são maiores que zero, as tensões correspondentes assumem o valor

$$\sigma_c = 500 \times \epsilon_c$$

A finalidade desta modificação é evitar que durante o processo iterativo, dois ciclos sucessivos em que só há deformações de tração no concreto, originem contribuições do mesmo nulas, fazendo com que, a convergência seja muito demorada ou em alguns casos, a mesma não se dê.

Os erros introduzidos não resultaram em valores que alterassem o resultado final, já que os máximos erros observados foram percentualmente da ordem de 1%.

#### 5.3.5 - Subrotina PITER

É utilizada para as verificações na fase de serviço e emprega o método iterativo descrito no Capítulo III. O incremento das variáveis  $\Delta \epsilon_{sn}$  e  $\Delta \epsilon_{in}$  foi tomado igual a 0,025 ‰ e as deformações iniciais são as citadas anteriormente.

A precisão admitida para os esforços resultantes calculados no programa é igual a

$$10^{-3} |\text{esforço}| + 10^{-3}$$

Estes dados mostraram-se suficientemente aceitáveis, com a convergência ocorrendo sempre com 3 ou 4 ciclos. No estágio I sem plasticidade obteve-se, na maioria dos exemplos, a

solução final com apenas uma iteração.

### 5.3.6 - Subrotina PTER

Esta subrotina determina o coeficiente de segurança para os esforços solicitantes, obtendo os esforços internos que tem o mesmo ângulo  $\varphi_0$  das solicitações.

Emprega a formulação teórica do Capítulo IV. Conforme vimos neste Capítulo, para que o processo iterativo seja aplicado é necessário o conhecimento da abscissa  $\alpha_d$ . Entretanto, em um programa automático não é possível determinar com absoluta certeza um ponto qualquer, porque, devido as aproximações este sempre está afetado de um erro de precisão. Assim, determinou-se um pequeno subintervalo do domínio de  $\alpha$ , tal que  $\alpha_i < \alpha_d < \alpha_{i+1}$ .

Conhecido este subintervalo aplicamos o processo iterativo simultaneamente as duas funções  $\varphi'(\alpha)$  e  $\varphi''(\alpha)$ , onde a variável  $\alpha$  na segunda função é substituída por uma outra variável  $(\theta)$  semelhante a ela.

$\varphi'(\alpha)$  e  $\varphi''(\theta)$  são internamente definidas em função do sub intervalo da seguinte forma:

$$\varphi'(\alpha) = \varphi(\alpha) \quad ; \quad \alpha < \alpha_i$$

$$\varphi'(\alpha) = \varphi(\alpha) \quad ; \quad \alpha > \alpha_i \quad \text{e} \quad M_R(\alpha) < 0$$

$$\varphi'(\alpha) = \varphi(\alpha) + 2\pi \quad ; \quad \alpha > \alpha_i \quad \text{e} \quad M_R(\alpha) \geq 0$$

e

$$\varphi''(\theta) = \varphi(\theta) - 2\pi \quad ; \quad \theta < \alpha_i$$

$$\varphi''(\theta) = \varphi(\theta) - 2\pi \quad ; \quad \theta > \alpha_i \quad \text{e} \quad M_R(\theta) < 0$$

$$\varphi''(\theta) = \varphi(\theta) \quad ; \quad \alpha > \alpha_i \quad \text{e} \quad M_R(\theta) > 0$$

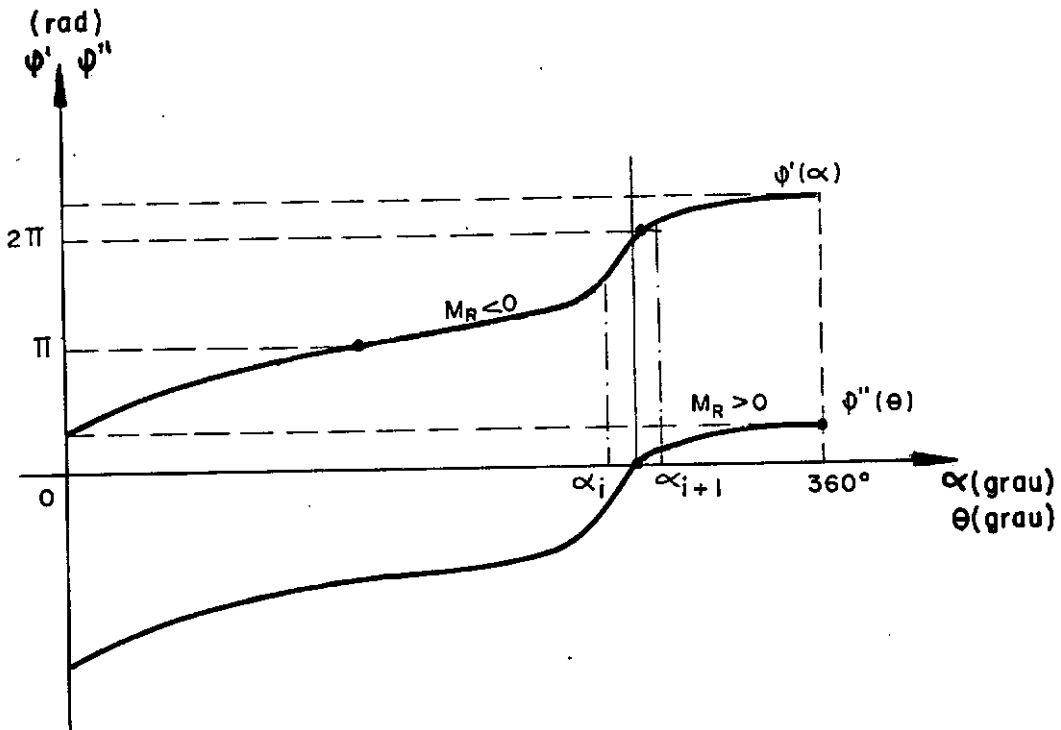


FIGURA 5.3

O incremento finito de  $\alpha$  e  $\theta$  é igual a  $0,05^\circ$ , e seu valor inicial determinado por  $\varphi_0 \times \frac{180}{\pi}$ .

Antes de iniciar o processo iterativo, são definidos os valores de  $\delta_1$  e  $\delta$  (Fig. 3.4), que determinam os níveis da seção em que se pode permitir uma deformação de tração no concreto igual a 10 ‰.

Em geral, toma-se estes níveis coincidindo com o centro de gravidade das armaduras superior e inferior mais afastadas do eixo XX, entretanto, nem sempre se tem armaduras na zona de compressão. E, como não é fixado em normas e regulamentos qual deve ser o nível adotado, deixamos a critério do usuário definir os mesmos. Quando  $\delta_1$  e  $\delta$  não são fornecidos como dados de entrada, o programa define-os da seguinte maneira:

- a) Se há armaduras de protensão acima e abaixo do eixo XX, os níveis adotados coincidem com o centro de gravidade das armaduras mais afastadas do referido eixo.
- b) Quando só há armaduras de protensão em uma das regiões (separadas na seção pelo eixo XX), o nível referente a região que tem armadura coincide com centro de gravidade da armadura mais afastada do eixo XX e, o da região que não contém armadura é definido na extremidade da seção. ( $\delta$  ou  $\delta_1 = 1$ ).
- c) Se não há armadura de protensão (concreto armado) ou, as mesmas são centradas, os níveis são definidos nas extremidades da seção ( $\delta = \delta_1 = 1$ ).

#### 5.3.7 - Subrotina DELTA

Define o intervalo  $(\alpha_i, \alpha_{i+1})$  variando  $\alpha$  com incrementos de  $3,6^\circ$ , desde  $0^\circ$  até um valor que produza um ângulo  $\varphi_{i+1}$  menor ou igual a  $\varphi_i$  menos 4 rad (Fig. 5.3), ou seja

$$\varphi_i - \varphi_{i+1} \geq 4 \text{ rad}$$

Os valores  $3,6^\circ$  e 4 rad foram obtidos, analisando se alguns gráficos  $\varphi - \alpha$  com a finalidade de encontrar os valores que melhor se adaptassem ao problema.

#### 5.3.8 - Subrotina ALF

Por meio desta subrotina são conhecidas as deformações  $\epsilon_{sn}$  e  $\epsilon_{in}$  para um valor genérico das variáveis  $\alpha$  ou  $\theta$ .

#### 5.3.9 - Função ARC

Esta função determina o ângulo para uma combinação qualquer de  $M_R$  e  $N_R$ .

Este ângulo é medido no sentido anti-horário a partir do semi-eixo positivo da força normal.

### 5.3.10 - Subrotina TENT

Esta subrotina determina os valores de  $\alpha$  que correspondem as duas posições do plano de deformação cujos esforços últimos tem o mesmo ângulo  $\varphi_0$  das solicitações.

Ela é chamada pela subrotina PTER quando a função  $\varphi(\alpha)$  é contínua; os valores de  $\varphi_{\max}$  e  $\varphi_{\min}$  são fornecidos como parâmetros de entrada sendo determinados pela subrotina DELTA.

### 5.3.11 - Subrotina DDIS

Quando a função  $\varphi(\alpha)$  apresenta dois pontos de discontinuidade, esta subrotina é chamada pela subrotina PTER e determina os dois valores de  $\alpha$  que tem o mesmo ângulo  $\varphi_0$  das solicitações, isto é, as duas posições do plano de deformação que originam esforços últimos, tais que  $\varphi(\alpha) \equiv \varphi_0$ , imprimindo os respectivos coeficientes de segurança.

Para valores de  $\varphi$  fora dos intervalos  $(0, \varphi_{\min})$  e  $(\varphi_{\max}, 2\pi)$ , é impressa uma mensagem de que a seção atinge o estado limite último de ruptura e não tem sentido o cálculo do coeficiente de segurança, após isto retorna a execução ao programa principal.



## MANUAL DE ENTRADA DE DADOS

NÚMERO DE CARTÕES	VARIÁVEIS		FORMATO
1	NPIC	- Número de retângulos da seção com faixas sucessivas iguais	2I5,2F100, 2I5
	NPJA	- Número de percentagens diferentes de armadura ordinária.	
	H	- Altura da seção	
	EA	- Módulo de elasticidade da armadura de protensão	
	NAP	- Número de armaduras de protensão	
	IMPRE	- Indica a impressão ou não, das tensões nas armaduras ordinárias e de protensão = 0 não imprime = 1 imprime	
1	FCCK	- Resistência característica do concreto a compressão	2F10.0 , I5,4F10.0
	FCTK	- Resistência característica do concreto à tração	
	TIPOA	- Indica a natureza do aço para as armaduras ordinárias - TIPOA = 1 - aço natural - TIPOA = 2 - aço deformado a frio	
	FYO	- Resistência característica da armadura ordinária	
	FYP	- Resistência característica das armaduras de protensão	
	GC	- Coeficiente de segurança do concreto	
	GM	- Coeficiente de segurança para cargas permanentes	

NÚMERO DE CARTÕES	VARIÁVEIS		FORMATO
1	DSIG1	- Variação de tensão característica à fadiga para as armaduras de protensão.	4F10.0
	REP	- Número de ciclo	
	BO	- Resistência relativa à fadiga do concreto para $REP = 2 \times 10^6$ e tensão mínima nula	
	FUK	- Tensão de ruptura das armaduras de protensão	
NPIC	IND	- Número de retângulos iguais em cada figura	I5,F10.0
	B(I)	- Largura dos retângulos da Figura I	
NPIA	IND	- Número de faixas sucessivas com a mesma percentagem ( $W_i$ )	I5,F10.0
	W(I)	- Percentagem de armadura ordinária	
1	DEL	- Define o nível inferior da seção em que admite-se o alongamento de tração igual a 10 ‰ .	2F10.3 , I5
	DEL1	- Idem para o nível superior	
	KK	- = 0 , indica que os níveis são definidos internamente = 1, DEL1 e DEL são fornecidos como dados de entrada	
1	IORD(I) - Armazena as ordens de execução		40I2
	IORD(I) = 1		
1	NC	- Número de armaduras protendidas em uma fase qualquer	I5

NÚMERO DE CARTÕES	VARIÁVEIS	FORMATO
1 ou mais cartões	NNC(I) - Número das armaduras de protensão	20I3
	IORD(I) = 2	
1	NC - Número de armaduras que serão aderidas ao concreto nesta fase	I5
1 ou mais cartões	NNC(I) - Número das armaduras injetadas nesta fase	20I3
	IORD(I) = 3	
1	DML - Aumento do momento fletor permanente DNL - Aumento da força normal permanente	2F10.0
	IORD(I) = 6 e IORD(I) = 7 *	
1	DML - Momento fletor devido as solicitações variáveis DNL - Força normal devido as solicitações variáveis	2F10.0
	IORD(I) = 8	
1	DM1 - Momento fletor devido as ações variáveis para o 1º carregamento DN1 - Força normal para o 1º carregamento DM2 - Momento fletor para o 2º carregamento DN2 - Força normal para o 2º carregamento	4F10.0
	IORD(I) = 9	
1 ou mais cartões	COF(I) - Coeficiente de perda de protensão da armadura	16F5.0

\* Para IORD(I) = 6 , as solicitações são de cálculo

Para IORD(I) = 7 , as solicitações são características ou nominais

## VI - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Utilizando-se as equações básicas da Teoria das Estruturas e com o auxílio de métodos iterativos, conseguiu-se determinar os esforços no concreto e nas armaduras de protensão e ordinária e verificar a segurança de uma seção com forma qualquer e simétrica em relação ao plano de flexão, sem recorrer a fórmulas nos Estádios I, II e III com uma mesma lógica de programação.

Para um melhor conhecimento do comportamento real das peças em concreto protendido deve-se descontar os furos das bainhas, nas verificações realizadas nas fases em que só atuem na seção o peso próprio e a protensão, quando os dutos de protensão não foram ainda preenchidos pela argamassa de injeção.

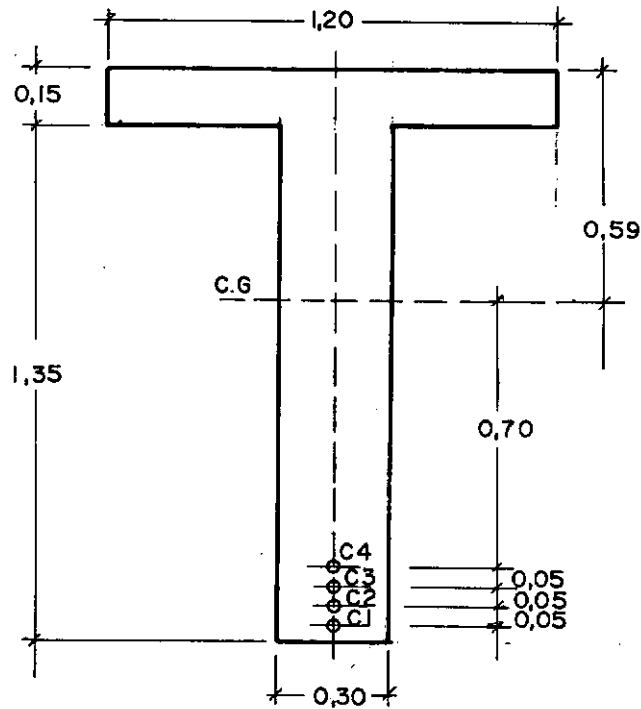
Mostrou-se que as verificações a fadiga podem ser feitas desprezando-se as tensões de tração no concreto, ou seja no Estádio II, sem grandes dificuldades.

Para desenvolvimentos futuros, sugere-se as seguintes estudos:

- a) Considerar os efeitos dos fenômenos reológicos do concreto nas diferentes verificações.
- b) Preparar um programa mais geral, de modo a poder analisar seções compostas de concreto com diferentes idades.
- c) Estudar a influência da relaxação do aço conjuntamente com os fenômenos reológicos do concreto.

## APÊNDICE I

## SEÇÃO T COM QUATRO ELEMENTOS TENSORES

HISTÓRICO DA SEÇÃO

1 - Esforços permanentes iniciais

$$N_s = 0 \quad \text{e} \quad M_s = 60,0 \text{ tfm}$$

2 - Protensão dos elementos tensores 1 e 2

3 - Coeficientes de perdas de protensão = 0,96

4 - Aumento dos esforços permanentes

$$N_s = 5,0 \text{ tf} \quad M_s = 80,0 \text{ tfm}$$

5 - Verificação de tensões

6 - Protensão dos elementos 3 e 4

7 - Injeção de argamassa em todos os elementos

## 8 - Coeficientes de perdas de protensão

elementos 1 e 2 = 0,95

elementos 3 e 4 = 0,94

## 9 - Verificação de tensões

## 10- Verificação do estado limite último de ruptura

## 11- Verificação do estado limite último de fadiga e ruptura para as seguintes combinações de solicitações

$$a) N_s = - 10,0 \text{ tf} \quad e \quad M_s = 160,00 \text{ tfm}$$

$$b) N_s = - 10,0 \text{ tf} \quad e \quad M_s = 0,0 \text{ tfm}$$

No Quadro 2 estão indicadas as tensões calculadas no Estádio I sem plasticidade, pelas fórmulas da teoria linear e pelo programa, para os esforços  $N_s = - 10 \text{ tf}$  e  $M_s = 220,0 \text{ tfm}$

TENSÃO	TEORIA LINEAR				PROGRAMA	$\frac{\sigma_g + \sigma_p + \sigma_q}{\sigma_{g+p+q}}$
	$\sigma_p$	$\sigma_g$	$\sigma_q$	$\sigma_p + \sigma_g + \sigma_q$	$\sigma_g + \sigma_p + \sigma_q$	
SUPERIOR	375,91	- 639,53	- 393,62	- 657,24	- 652,14	1,0078
INFERIOR	- 1343,43	945,05	508,09	109,71	86,32	1,2710

p, g e q referem-se respectivamente, à solicitação de protensão, permanente e variáveis.

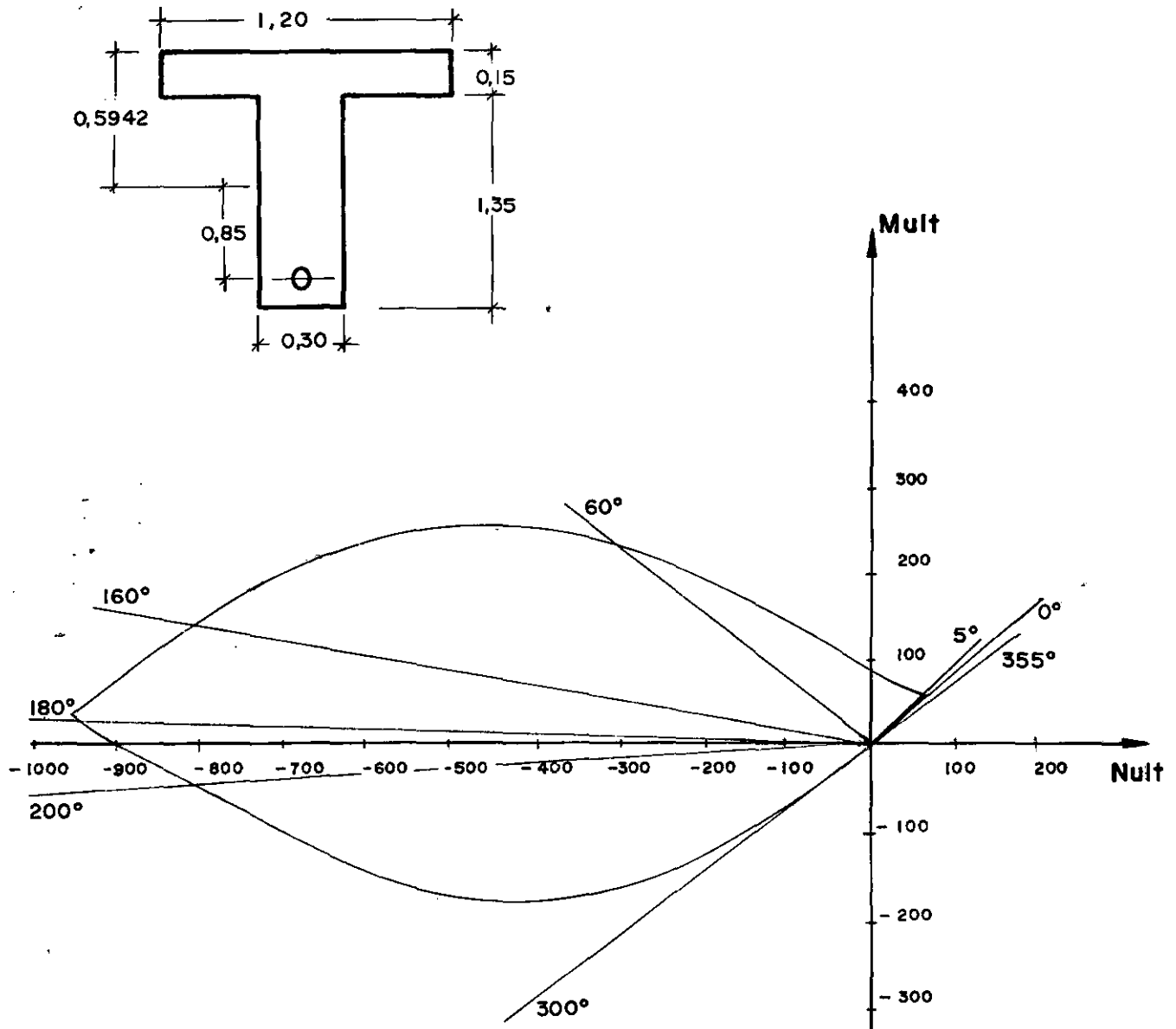


FIGURA I - CURVA DE INTERAÇÃO DE UMA SEÇÃO "T" COM UM ÚNICO NÍVEL DE ARMADURA

## BIBLIOGRAFIA

- 1 - RÜSCH, H. - "Hormigon Armado y Hormigon Pretensado" - Munich, 1972.
- 2 - LEONHARDT, F. - "Hormigon Pretensado" - Madrid, 1971
- 3 - JOHANNSON, J. - "Diseno y Calculo de Estructuras Pretensadas" - Barcelona, 1975.
- 4 - LIN, T.Y. - "Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado" - México, 1974.
- 5 - MORETTO, O. - "Curso de Hormigon Armado" - Buenos Aires , 1975.
- 6 - MONTTOYA, P.J. - "Homigon Armado" - Barcelona, 1971.
- 7 - YAMAGATA, N. - "Dimensionamento de Seções de Peças de Concreto Armado Submetidos a Flexão Composta Normal" - COPPE/UFRJ, 1971.
- 8 - MARINHO, J.A.P. - "Dimensionamento de Concreto Protendido" - COPPE/UFRJ, 1973.
- 9 - TELLES, J.C. de F. - "Análise do Comportamento Não - Linear Geométrico e Físico de Pórticos Planos de Concreto Armado" - COPPE/UFRJ, 1976.
- 10 - NETTO Jr., L.- "Influência da Injeção de Argamassa nos Conduitos das Armaduras das Peças de Concreto Protendido" - COPPE/UFRJ, 1976.
- 11 - GALGOUL, N. S. - "Estudo de Flexão Composta Obliqua em Seções Retangulares Simétricas" - COPPE/UFRJ, 1975.
- 12 - PACITTI, T. - "FORTRAN Monitor - Princípios" - Rio de Janeiro, 1970.



- 13 - CEB - FIP - Recommandations Internationales pour le calcul et l'Execution des Ouvreges en Beton - Juin, 1970.
- 14 - CEB - Bulletin d'Information nº 84, 1972.
- 15 - CEB - Bulletin d'Information nº 117-F, 1976.
- 16 - GUYON, Y - "Construction in Beton Precontraint" - vol. 1 e 2, Paris 1966 e 1968.
- 17 - STUP - "Manual do Processo Freysinnet" - Rio de Janeiro , 1974.
- 18 - DIAZ, B.E. - "Flexão Simples e Composta" - UFRJ - Rio de Janeiro, 1974

```

      SUBROUTINE LEITU(DSIG ,REP,BN,FUK,FURO,NNC,KK,DEL,DEL1)
C*****
C*****
C      SUBROTINA PARA LEITURA DOS DADOS INICIAIS
C*****
C*****
      COMMON B(100),W(100),EX(50),AS(50),PRO(50),EO,EA,NN1(50),GC
,T(100)
      COMMON EC,H,VS,NAP,GA,IMPRE, DEFOS,DEFDI,FCCK,FCTK,FYO,FYP
,TIPOA
      COMMON PRE(50),GM
      INTEGER TIPOA
      DIMENSION FURO(1),NNC(1)
      WRITE(5,9000)
9000 FORMAT('1',////////,25X,76('*'),/,25X,'*',74X,'*',/,25X,'*
CUORDE
      1NACAO DOS PROGRAMAS DE POS GRADUACAO EM ENGENHARIA - C O P
P E *
      2 ',/,25X,'*',74X,'*',/,25X,'*',19X,'PROGRAMA DE ENGENHARIA
CIVIL
      3- ESTRUTURAS',14X,'*',/,25X,'*',74X,'*',/,25X,'* Tese DE
MESTRAD
      40 DE JOSE INACIO DE SOUZA LEAO AVILA',20X,'*',/,25X,'*',19X
,'ANO =
      5 1977',45X,'*',/,25X,'*',74X,'*',/,25X,76('*'),/, '1')
C
      READ(2,1000)NPIC,NPIA,H,EA, NAP,IMPRE
1000 FORMAT(2I5,2F10.0,2I5)
C
      READ(2,1010)FCCK,FCTK,TIPOA,FYO,FYP,GC,GM
1010 FORMAT(2F10.0,15,4F10.0)
      EC=44095.*(FCCK/10.+80.)*0.33333
      INT=EC/5000.
      EC=INT*45000.
      WRITE(5,9002)
9002 FORMAT(////,10X,110('*'),/,10X,'*',108X,'*',/,10X,'*',20X,'
L I S T
      1 A G E M D O S D A D O S D E E N T R D A', 37X,'*',/,10
X,'*',1
      208X,'*',/,10X,'*',20X,'UNIDADES UTILIZADAS : TONELADA - FOR
CA E
      4METRO',40X,'*',/,10X,'*',108X,'*',/,10X,'*',20X,'AS DFFORMA
COES IM
      4PRESSAS ESTAO MULTIPLICADAS POR MIL',36X,'*',/,10X,110('*')
,/)
      WRITE(5,9013)H
9013 FORMAT(35X,'C A R A C T E R I S T I C A S D A S E C A O'
,/,30
      1X,'ALTURA =',F10.3,/,10X,5('LARGURA - NUMERO ** '),/)
C
      READ(2,1022)DSIG1,REP,B0,FUK
1022 FORMAT(4F10.0)
      IF(GC)2006,2007,2006
2007 GC=1.5

```

```

2006 IF(B0)2000,2011,2000
2011 B0=0,6
2000 IF(REP)2012,2003,2012
2003 REP=2.0E+06
2012 BN=(1.-B0)*(2.0E+06-REP)/2.0E+06+B0
      IF(DSIG1)2004,2005,2004
2005 DSIG1=2.0E+04
2004 IF(REP-10000.)2100,2100,2101
2100 DSIG=FYP
      GO TO 2104
2101 IF(REP-2.0E+06)2103,2102,2102
2102 DSIG=DSIG1
      GO TO 2104
2103 DSIG=FYP-(FYP-DSIG1)*(REP-1.0E+04)/1.99E+06
C
2104 JJ=0
C
      DO 2 I=1,NPIC
C
      READ(2,1002)IND,B(JJ+1)
1002 FORMAT(15,F10.0)
      DO 1 J=2,IND
1      B(JJ+J)=B(JJ+1)
2      JJ=JJ+IND
      WRITE(5,9030)(B(I),I,B(I+1),I+1,B(I+2),I+2,B(I+3),I+3,B(I+4
),I+4,I
1=1,100,5)
9030 FORMAT(1(10X,5(F7.3,' - ',I4,4X,'**',2X)))
      JJ=0
      DO 4 I=1,NPIA
C
      READ(2,1002)IND,w(JJ+1)
      DO 3 J=2,IND
3      w(JJ+J)=w(JJ+1)
4      JJ=JJ+IND
      DO 5 I=1,100
5      w(I)=w(I)*B(I)*H/100.
      WRITE(5,9004)
9004 FORMAT(/,55X,'AREA DAS ARMADURAS ORDINARIAS' //,21X,5(' A
REA -
      INUM. ** '),//)
      WRITE(5,9005)(w(I),I,w(I+1),I+1,w(I+2),I+2,w(I+3),I+3,w(I+4
),I+4,I
1=1,100,5)
9005 FORMAT(1(20X,5(F8.5,' - ',I3,' **'))))
      DO 11 I=1,NAP
C
C
      READ(2,2001)NC,PRO(NC),AS(NC),FURO(NC),EX(NC)
2001 FORMAT(15,4F10.4)
      NNI(NC)=0
11      NNC(I)=NC
      WRITE(5,9006)NAP
9006 FORMAT(/,30X,'NUMERO DE ARMADURAS DE PROTENSAO =' ,I3,/,11

```

```

      2 DA ARM. * FORCA INICIAL *      AREA      * EXCENTRICIDADE *
DIA. DA
      3 BAINHA',//)
      WRITE(5,9007)(I,PRO(I),AS(I),EX(I),FURO(I),I=1,NAP)
9007 FORMAT(10X,I8,6X,'*',F12.3,3X,'*',E12.3,2X,'*',F13.3,3X,'*',
,E13.3,
      1)
      WRITE(5,9008)EC,FCCK,FCTK,EO,FYO
9008 FORMAT(//,30X,'C A R A C T E R I S T I C A S   D O S   M A T
E R I A
      1 I S',//,50X,'C O N C R E T O ',//,15X,'MODULO DE DEFORMAC
AO =' ,E
      210.3,//,15X,'RESISTENCIAS CARACTERISTICAS *** COMPRESSAO =
',F10.3
      3,//49X,'TRACAO =' ,F10.3,//,50X,'A C O',//,15X,'ARMADURA O
RDINARI
      4A *** MODULO DE ELASTICIDADE =' ,E10.3,//,39X,'RESISTENCIA
CARACTE
      5RISTICA =' ,F9.1,/)
      IF(TIPOA=1)8000,8000,8001
8000 WRITE(5,9009)
9009 FORMAT(39X,'TIPO DO ACO = NATURAL',/)
      GO TO 8002
8001 WRITE(5,9010)
9010 FORMAT(39X,'TIPO DO ACO = DEFORMADO A FRIO',/)
8002 WRITE(5,9011)EA,FYP,FUK
9011 FORMAT(//,15X,'ARMADURA DE PROTENSAO *** MODULO DE ELASTIC
IDADE =
      1 ,E10.3,//,42X,'TENSAO DE ESCOAMENTO =' ,F10.2,//,42X,'TENS
O DE RU
      2PTURA =' ,F10.2,/)
      WRITE(5,9012)REP,BN,DSIG
9012 FORMAT(//,15X,'NA VERIFICACAO A FADIGA FORAM USADOS OS SEGU
INTES D
      1ADOS :',//,30X,'NUMERO DE CICLOS =' ,E10.2,//,30X,'RESISTENC
IA REL
      2IIVA DO CONCRETO =' ,F10.4,//,30X,'AMPLITUDE DE VARIACAO DAS
TENSOE
      3S NAS ARMADURAS =' ,F12.2,//)
      READ(2,5000)DEL,DEL1,KK
5000 FORMAT(2F10.3,I5)
      RETURN
      END
C*****
C*****
      SUBROUTINE AREA(NAP1,B,FURO,NNC,EX,H,VS,IN)
C*****
C*****
C      SUBROTINA QUE RETIRA OU ADICIONA OS FUROS DAS BAINHAS
C      IN=0 - RETIRAR
C      IN=1 - ADICIONAR
C*****
C*****
      DIMENSION NNC(1),B(1),EX(1),FURO(1)

```

```

DO 7 I=1,NAP1
NC=NNC(I)
DF=FURO(NC)
A1=0.
DO 7 J=1,100
D1=VS+EX(NC)-DF/2.-J*H/100.
IF(D1)102,7,7
102 IF(D1+DF)105,104,104
104 X=SQRT((DF/2.)*2-(DF/2.+D1)*2)
T1=(DF/2.+D1)/X
TETA=ATAN(T1)*2.
GO TO 107
105 T1=D1+DF+H/100.
IF(T1)7,7,106
106 TETA=-3.1415926
107 A=(3.1415926-TETA-SIN(TETA))*DF**2/8.
A1=A-A1
B(J)=B(J)-A1*100./H*(-1)**IN
A1=A
7 CONTINUE
109 RETURN
END
C*****
*****
FUNCTION ARC(CM,CN)
IF(CM)1,10,2
1 IF(CN)3,8,4
8 ARC=4.6123889
GO TO 5
4 ARC=6.2831852-ATAN(ABS(CM)/CN)
GO TO 5
10 IF(CN)3,9,9
3 ARC=3.1415926+ATAN(CM/CN)
GO TO 5
9 ARC=0.
GO TO 5
2 IF(CN)6,11,7
11 ARC=1.5707963
GO TO 5
6 ARC=3.1415926-ATAN(CM/ABS(CN))
GO TO 5
7 ARC=ATAN(CM/CN)
5 RETURN
END
SUBROUTINE ACO(TIPOA,EA,GA,DS,SA,FY)
C *****
*****
C* SUBROTINA QUE CALCULA A TENSÃO NA ARMADURA
C TIPOA=1 - ACO NATURAL
C TIPOA=2 - ACO DEFORMADO A FRIO
C*****
*****
INTEGER TIPOA
IF(TIPOA-1)1,1,2

```

```

1    F=FY*1000./FA
    IF (ABS(DS)-F) 3,3,4
3    SA=DS*EA/1000.
    GO TO 15
4    SA=FY*(1.+(ABS(DS)-F)/100.)*DS/ABS(DS)
    GO TO 15
2    IF (ABS(DS)-700.*FY/(EA*GA)) 5,5,6
5    SA=DS*EA/1000.
    GO TO 15
6    SA=.8*FY
    P=ABS(DS)*.001+.001
    DELTA=100.
    A=ABS(DS)
    I=1
7    D=1000.*SA/(EA*GA)+823.*(SA/FY-.7)**5
    TOL=ABS(D-A)
    IF (TOL-P) 10,10,8
8    SA=SA+DELTA
    E=1000.*SA/(GA*EA)+823.*(SA/FY-.7)**5
    SA=SA+((ABS(DS)-D)/(E-D)-1.)*DELTA
    I=I+1
    IF (I-100) 7,7,9
9    WRITE(5,1000)
1000 FORMAT(/,10(' '), 'NUMERO DE ITERACOES MAIOR QUE 100',/)
    CALL EXIT
10   SA=SA*DS/ABS(DS)/GA
15   RETURN
    END

C*****
SUBROUTINE ALF(BETA1,BETA2,BETA3,BETA4,BETA5,BETA6,BETA7,BE
TA8,ALF
    1A,DEL,DEL1,H,DS,DI)
C    SUBROTINA QUE CALCULA AS DEFORMACOES NA RUPTURA EM FUNCAO DAS
    VARIA-
C    VEIS ALFA E TETA
C*****
97   IF (ALFA) 98,99,99
98   ALFA=ALFA+360.
    GO TO 97
99   IF (ALFA-360.) 121,121,120
120  ALFA=ALFA-360.
    GO TO 99
121  IF (ALFA-5.) 102,102,103
102  BETA=ALFA*BETA1/5.
    DS=10.-SIN(BETA)*DEL*H/COS(BETA)
    DI=10.+(1.-DEL)*H*SIN(BETA)/COS(BETA)
    GO TO 114
103  IF (ALFA-60.) 104,104,105
104  BETA=(ALFA- 5.)*BETA2/55.+BETA1
    DS=10.-SIN(BETA)*H*DEL/COS(BETA)
    DI=10.+SIN(BETA)*H*(1.-DEL)/COS(BETA)
    GO TO 114

```

```

105 IF(ALFA=160.)106,106,107
106 BETA=-BETA3*(ALFA-60.)/100.+BETA1+BETA2
C
DS=-3.5
CO=COS(BETA)
DI=-3.5+SIN(BETA)*H/ABS(CO)
GO TO 114
107 IF(ALFA=180.)108,108,109
108 BETA=BETA4*(1.-(ALFA-160.)/20.)
DS=-2.-3.*H*SIN(BETA)/COS(BETA)/7.
DI=-2.+4.*H*SIN(BETA)/COS(BETA)/7.
GO TO 114
109 IF(ALFA=200.)110,110,111
110 BETA=BETA5*(ALFA-180.)/20.
DS=-2.+4.*H*SIN(BETA)/COS(BETA)/7.
DI=-2.-3.*H*SIN(BETA)/COS(BETA)/7.
GO TO 114
111 IF(ALFA=300.)148,148,149
148 BETA=BETA6*(ALFA-200.)/100.+BETA4
CO=COS(BETA)
DS=-3.5+H*SIN(BETA)/ABS(CO)
DI=-3.5
GO TO 114
149 IF(ALFA=355.)150,150,151
150 BETA=BETA8-BETA7*(ALFA-300.)/55.+BETA7
DS=10.+H*(1.-DEL1)*SIN(BETA)/COS(BETA)
DI=10.-H*DEL1*SIN(BETA)/COS(BETA)
GO TO 114
151 BETA=BETA8*(1.-(ALFA-355.)/5.)
DS=10.+H*(1.-DEL1)*SIN(BETA)/COS(BETA)
DI=10.-H*DEL1*SIN(BETA)/COS(BETA)
114 RETURN
END
SUBROUTINE ESF(IND,IND1,DS,DI,CCI,FCI,NCI,MCI,P1,PM,C1,CM)
C*****
C SUBROTINA QUE CALCULA OS ESFORÇOS INTERNOS
C IND=0 - IND1=0 - ESTADIO II
C IND=0 - IND1=1 - RUPTURA COM O DIAGRAMA PARABOLA RETANGULO
C IND=1 - IND1=0 - ESTADIO I
C IND=0 - IND1=1 - ESTADIO I C/PLASTICIDADE NA TRACAO
C*****
COMMON B(100),W(100),FX(50),AS(50),PRO(50),EO,EA,NN1(50),GC
,T(100)
COMMON EC,H,VS,NAP,GA,IMPRE, DEFOS,DEFOI,FCK,FCTK,FYO,FYP
,TIPOA
COMMON PRE(50),GM
INTEGER TIPOA
DIMENSION SC(101)
REAL NCI,MCI
F=FCTK*1000./EC
NCI=0.
MCI=0.

```

```

C
DO 1 I=1,100
T(I)=0.
IF(W(I))200,201,200
200 DA=DS-(I-.5)*(DS-DI)/100.
CALL ACO(TIPOA,EO,GA,DA,T(I),FYO)
201 MCI=MCI-W(I)*T(I)*(VS-(I-.5)*H/100.)
NCI=NCI+W(I)*T(I)
1 CONTINUE
CI=0.
CM=0
P=H/100.
IF(IND)100,100,101
100 IF(IND1)102,102,103
C *** ESTADIO II
102 DO 2 I=1,101
DSI=DS-(I-1)*(DS-DI)/100.
IF(DSI)104,104,105
104 SC(I)=DSI*EC/1000.
GO TO 2
105 SC(I)=DSI/2.
2 CONTINUE
GO TO 109
C *** ESTADO LIMITE ULTIMO DE RUPTURA
103 F=.85*FCC/K/GC
DO 3 I=1,101
DSI=DS-(I-1)*(DS-DI)/100.
IF(DSI)106,106,107
106 IF(-DSI-2.)1090,1090,108
108 SC(I)=F*((DSI+2.)/50.-1.)
GO TO 3
1090 SC(I)=(DSI/4.+1.)*DSI*F
GO TO 3
107 SC(I)=DSI/2.
3 CONTINUE
GO TO 109
C *** ESTADIO I SEM PLASTICIDADE
101 IF(IND1)110,110,111
110 DO 7 I=1,101
7 SC(I)=(DS-(I-1)*(DS-DI)/100.)*EC/1000.
GO TO 109
C *** ESTADIO I COM PLASTICIDADE
111 DO 5 I=1,101
DSI=DS-(I-1)*(DS-DI)/100.
IF(DSI-F)112,112,113
112 SC(I)=EC*DSI/1000.
GO TO 5
113 IF(DSI-F*2,223)160,160,161
160 SC(I)=FCTK
GO TO 5
161 SC(I)=0.
5 CONTINUE
109 DO 6 I=1,100
IF(SC(I)+SC(I+1))114,6,114

```



```

C
DO 1 I=1,100
T(I)=0.
IF(W(I))200,201,200
200 DA=DS-(I-.5)*(DS-DI)/100.
CALL ACO(TIPOA,EO,GA,DA,T(I),FY0)
201 MCI=MCI-W(I)*T(I)*(VS-(I-.5)*H/100.)
NCI=NCI+W(I)*T(I)
1 CONTINUE
CI=0.
CM=0
P=H/100.
IF(IND)100,100,101
100 IF(IND1)102,102,103
C *** ESTADIO II
102 DO 2 I=1,101
DSI=DS-(I-1)*(DS-DI)/100.
IF(DSI)104,104,105
104 SC(I)=DSI*EC/1000.
GO TO 2
105 SC(1)=DSI/2.
2 CONTINUE
GO TO 109
C *** ESTADO LIMITE ULTIMO DE RUPTURA
103 F=.85*FCCCK/GC
DO 3 I=1,101
DSI=DS-(I-1)*(DS-DI)/100.
IF(DSI)106,106,107
106 IF(-DSI-2.)1090,1090,108
108 SC(I)=F*((DSI+2.)/50.-1.)
GO TO 3
1090 SC(I)=(DSI/4.+1.)*DSI*F
GO TO 3
107 SC(I)=DSI/2.
3 CONTINUE
GO TO 109
C *** ESTADIO I SEM PLASTICIDADE
101 IF(IND1)110,110,111
110 DO 7 I=1,101
7 SC(I)=(DS-(I-1)*(DS-DI)/100.)*EC/1000.
GO TO 109
C *** ESTADIO I COM PLASTICIDADE
111 DO 5 I=1,101
DSI=DS-(I-1)*(DS-DI)/100.
IF(DSI-F)112,112,113
112 SC(I)=EC*DSI/1000.
GO TO 5
113 IF(DSI-F*2.223)160,160,161
160 SC(I)=FCTK
GO TO 5
161 SC(I)=0.
5 CONTINUE
109 DO 6 I=1,100
IF(SC(I)+SC(I+1))114,6,114

```

```

114  YC=VS+H*((2.*SC(I)+SC(I+1))/((SC(I)+SC(I+1))*3.)-1)/100.
      C=(SC(I) +SC(I+1))*B(I)*P/2.
      C1=C1+C
      CM=CM-C*YC
6    CONTINUE
C
      P1=0.
      PM=0.
      DO 4 I=1,NAP
        IF(NN1(I))4,4,117
117   DP=DS-(VS+EX(I))*(DS-D1)/H
        DPI=PRO(I)+DP+PRE(I)
        CALL ACO(2,EA,GA,DPI,SP,FYP)
        P1=P1+SP*AS(I)
        PM=PM+SP*AS(I)*EX(I)
4     CONTINUE
        CCI=NCI+P1+C1
        FCI=MCI+PM+CM
        RETURN
      END
C*****
*****
      SUBROUTINE TENT(B1,B2,B3,B4,B5,B6,B7,B8,DM,DN,DEL,DELI,FMT,
FMA)
C*****
*****
      COMMON B(100),W(100),EX(50),AS(50),PRO(50),EO,EA,NN1(50),GC
,T(100)
      COMMON EC,H,VS,NAP,GA,IMPRE, DEFOS,DEF01,FCCK,FCTK,FYO,FYP
,TIPOA
      COMMON PRE(50),GM
      INTEGER TIPOA
      DIMENSION CSM(2),A(2)
      EXEX=ARC(DM,DN)
      PD=0.001*(EXEX+1.)
      IF(EXEX-FMI)99,97,97
97    IF(EXEX-FMA)99,99,98
98    WRITE(5,1000)
1000  FORMAT(/,10X,'A SECAO ROMPE E NAO TEM SENTIDO CALCULAR O C
OEFICIE
      INTE DE SEGURANCA',/)
      RETURN
99    IN=2
      LL=1
      LM=1
      CALL FSF(0,1,10,10,CN,CM,CNA,CMA,CNP,CMP,CNC,CMC)
      EX2=ARC(CM,CN)
      IF(EX2-EXEX)101,100,100
100   L=1
      GO TO 102
101   L=0
102   ALFA=0.
103   ALFA=ALFA+1./LL*(-1.)*IN
      CALL ALF(B1,B2,B3,B4,B5,B6,B7,B8,ALFA,DEL,DELI,H,DS,D1)

```

```

CALL ESF(0,1,DS,DI,CN,CM,CNA,CMA,CNP,CMP,CNC,CMC)
EX1=ARC(CM,CN)
TOL=ABS(EX1-EXEX)
IF(TOL-PD)114,114,104
104 IF(EX1-EXEX)105,105,106
105 K=0
GO TO 107
106 K=1
107 IF(L-K)108,109,108
108 K=L
ALFA=ALFA-1./LL*(-1.)*IN
LL=LL+1
GO TO 103
109 IF(ALFA-360.)132,110,110
132 IF(ALFA)134,103,103
134 ALFA=360.
110 LL=LL+1
GO TO 102
114 CSM(LM)=SQRT(CM**2+CN**2)
A(LM)=ALFA
IF(LM-2)115,116,116
115 LM=LM+1
LL=1
IN=1
ALFA=360.
IF(EX2-EXEX)131,130,130
130 L=1
GO TO 103
131 L=0
GOTO 103
116 EX1=SQRT(DM**2+DN**2)
IF(CSM(1)-CSM(2))117,118,118
117 C=EX1/CSM(1)
CSM(1)=C
CSM(2)=CSM(2)/EX1
GO TO 119
118 C=EX1/CSM(2)
CSM(2)=C
CSM(1)=CSM(1)/EX1
119 IF(CSM(1)-1.)121,121,120
120 IF(CSM(2)-1.)121,121,122
121 WRITE(5,1001)
1001 FORMAT(/,10X,'A SECAO ATINGE O ESTADO LIM. DE RUPTURA',/)
122 DO 2 K=1,2
WRITE(5,1002)CSM(K)
1002 FORMAT(/,30X,63('*'),/,30X,'* C O E F I C I E N T E D E
S E G U
1 R A N C A =',E12.4,'*',/,30X,63('*'))
CALL ALF(B1,B2,B3,B4,B5,B6,B7,B8,A(K),DEL,DEL1,H,DS,DI)
WRITE(5,1005)DS,DI
1005 FORMAT(/,20X,'D E F O R M A C O E S D O C O N C R E T O'
,/,22X
1,'SUPERIOR =',E10.4,3X,'INFERIOR =',E10.4,/)
IF(IMPRES)145,145,4000

```

```

4000 WRITE(5,3344)
3344 FORMAT(/,20X,'TENSOES NAS ARMADURAS ORDINARIAS',/,10X,4('N
. DO RE
1T. *      TENSAO      ** ',),/)
DO 1 I=1,100
T(I)=0.
IF(W(I))123,1,123
123 DA=DS-(DS-DI)*(I-.5)/100.
CALL ACO(TIPOA,EO,GA,DA,T(I),FYO)
1 CONTINUE
WRITE(5,3343)(I,T(I),I+1,T(I+1),I+2,T(I+2),I+3,T(I+3),I=1,1
00,4)
3343 FORMAT(1(10X,4(15,5X,'*',F13.3,2X,'** ')))
WRITE(5,3342)
3342 FORMAT(/,20X,'TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMADURAS DE PROTE
NSAO',/
1/,10X,'ARMADURA *      TENSAO      * DEFORMACAO',)
DO 3 I=1,NAP
IF(NN1(I))3,3,133
133 DA=PRO(I)+DS-(VS+EX(I))*(DS-DI)/H+PRE(I)
CALL ACO(2,EA,GA,DA,EX1,FYP)
WRITE(5,3341)I,EX1,DA
3341 FORMAT(10X,15,5X,'*',F11.2,2X,'*',E12.5)
3 CONTINUE
2 CONTINUE
145 RETURN
END
SUBROUTINE DELTA(BETA1,BETA2,BETA3,BETA4,BETA5,BETA6,BETA7,
BETA8,D
1EL,DEL1,ALFA1,K,EXEX,FMI,FMA,ALFA2)
C*****
C SUBROTINA QUE CALCULA O PONTO DE DESCONTINUIDADE DO DIAGRAMA
ALFA(OU
C TETA)-BETA
C*****
COMMON B(100),W(100),EX(50),AS(50),PRO(50),EO,EA,NN1(50),GC
,T(100)
COMMON EC,H,VS,NAP,GA,IMPRE, DEFOS,DEF01,FCCK,FCTK,FYO,FYP
,TIPOA
COMMON PRE(50),GM
INTEGER TIPOA
DIMENSION A(4)
PD=0.001*(EXEX+1.)
CALL ESF(0,1,10,10,CN,CM,CNA,CMA,CNP,CMP,CNC,CMC)
EX1=ARC(CM,CN)
FMA=EX1
FMI=EX1
A1=0.
A2=0.
K=1
DO 2 I=1,360
ALFA=I

```

```

      CALL ALF(BETA1,BETA2,BETA3,BETA4,BETA5,BETA6,BETA7,BETA8,AL
FA,DEL,
      1 DEL1,H,DS,DI)
      CALL ESF(0,1,DS,DI,CN,CM,CNA,CMA,CNP,CMP,CNC,CMC)
      EX2=ARC(CM,CN)
      DIF=ABS(EX1-EX2)
      IF(FMA-EX2)105,106,106
105   FMA=EX2
      A1=ALFA
      GO TO 108
106   IF(FMI-EX2)108,107,107
107   FMI=EX2
      A2=ALFA
108   IF(DIF-4.)2,100,100
100   K=K+1
      A(K)=ALFA
2     EX1=EX2
      IF(K-2)101,102,103
102   ALFA1=A(2)-1
      RETURN
103   ALFA1=A(2)-1.
      ALFA2=A(3)-1.
      RETURN
101   DO 1 I=1,20
      ALFA=A1+.05*I*(-1)**I
      CALL ALF(BETA1,BETA2,BETA3,BETA4,BETA5,BETA6,BETA7,BETA8,AL
FA,DEL,
      1 DEL1,H,DS,DI)
      CALL ESF(0,1,DS,DI,CN,CM,CNA,CMA,CNP,CMP,CNC,CMC)
      EX1=ARC(CM,CN)
      IF(FMA-EX1)204,205,205
204   FMA=EX1
      GO TO 1
205   ALFA=A2+.05*I*(-1)**I
      CALL ALF(BETA1,BETA2,BETA3,BETA4,BETA5,BETA6,BETA7,BETA8,AL
FA,DEL,
      1 DEL1,H,DS,DI)
      CALL ESF(0,1,DS,DI,CN,CM,CNA,CMA,CNP,CMP,CNC,CMC)
      EX1=ARC(CM,CN)
      IF(FMI-EX1)1,1,206
206   FMI=EX1
1     CONTINUE
      RETURN
      END
      SUBROUTINE DDIS(DM,DN,ALFA1,ALFA2,B1,B2,B3,B4,B5,B6,B7,B8,D
EL,DEL1
      1)
      COMMON B(100),W(100),EX(50),AS(50),PRO(50),EO,EA,NN1(50),GC
,T(100)
      COMMON EC,H,VS,NAP,GA,IMPRE, DEFOS,DEFOI,FCCK,FCTK,FYO,FYP
,TIPOA
      COMMON PRE(50),GM
      INTEGER TIPOA
      DIMENSION CSM(2),A(2)

```

```

      EXEX=ARC(DM,DN)
      PD=0.001*(EXEX+1.)
      IF(DN)100,100,101
100  WRITE(5,1000)
1000 FORMAT(//,20X,'A SECAO ROMPE E NAO TEM SENTIDO CALCULAR O C
ORFICIE
      INTE DE SEGURANCA',//)
      RETURN
101  IF(DM)102,102,108
102  LL=1
      ALFA=ALFA1
      LM=1
103  ALFA=ALFA-1/LL*(-1)**LM
      CALL ALF(B1,B2,B3,B4,B5,B6,B7,B8,ALFA,DEL,DEL1,H,DS,DI)
      CALL ESF(0,1,DS,DI,CN,CM,CNA,CMA,CNP,CMP,CNC,CMC)
      EX1=ARC(CM,CN)
      TOL=ABS(EX1-EXEX)
      IF(TOL-PD)104,104,105
105  IF(EX1-EXEX)106,106,103
106  ALFA=ALFA+1/LL*(-1)**LM
      LL=LL+1
      GO TO 103
104  CSM(LM)=SQRT(CM**2+CN**2)
      A(LM)=ALFA
      LM=LM+1
      IF(LM-2)107,107,119
107  LL=1
      ALFA=ALFA2+1.
      GO TO 103
108  CALL ESF(0,1,10,10,CN,CM,CNA,CMA,CNP,CMP,CNC,CMC)
      ALFA2=ALFA2+1
      IF(EX1-EXEX)109,109,110
109  L=0
      GO TO 111
110  L=1
111  LL=1
      LM=1
      ALFA=0.
112  ALFA=ALFA-1/LL*(-1.)**LM
      IF(ALFA-ALFA1)120,121,121
121  IF(ALFA-ALFA2)112,120,120
120  CALL ALF(B1,B2,B3,B4,B5,B6,B7,B8,ALFA,DEL,DEL1,H,DS,DI)
      CALL ESF(0,1,DS,DI,CN,CM,CNA,CMA,CNP,CMP,CNC,CMC)
      EX1=ARC(CM,CN)
      TOL=ABS(EX1-EXEX)
      IF(TOL-PD)122,122,113
113  IF(EX1-EXEX)114,114,115
114  K=0
      GO TO 117
115  K=1
117  IF(L-K)116,112,116
116  ALFA=ALFA+1/LL*(-1)**LM
      LL=LL+1
      K=L

```

```

      GO TO 112
122  IF(LM-2)118,119,119
118  CSM(LM)=SQRT(CM**2+CN**2)
      A(LM)=ALFA
      LM=LM+1
      LL=1
      ALFA=360.
      GO TO 112
119  EX1=SQRT(DM**2+DN**2)
      IF(CSM(1)-CSM(2))123,124,124
123  C=EX1/CSM(1)
      CSM(1)=C
      CSM(2)=CSM(2)/EX1
      GO TO 125
124  C=EX1/CSM(2)
      CSM(2)=C
      CSM(1)=CSM(1)/EX1
125  DO 2 K=1,2
      WRITE(5,1002)CSM(K)
1002 FORMAT(/,30X,63('*'),/,30X,'* C O E F I C I E N T E   D E
S E G U
      1 R A N C A =',E12.4,'*',/,30X,63('*'))
      CALL ALF(B1,B2,B3,B4,B5,B6,B7,B8,A(K),DEL,DEL1,H,DS,DI)
      WRITE(5,1005)DS,DI
1005 FORMAT(/,20X,'D E F F O R M A C O E S   D O   C O N C R E T O'
,/,22X
      1,'SUPERIOR =',E10.4,3X,'INFERIOR =',E10.4,/)
      IF(IMPRES)145,145,4000
4000 WRITE(5,3344)
3344 FORMAT(/,20X,'TENSOES NAS ARMADURAS ORDINARIAS',/,10X,4('N
. DO RE
      1T. *      TENSAO      ** ',),/)
      DO 1 I=1,100
      T(I)=0.
      IF(W(I))126,1,126
126  DA=DS-(DS-DI)*(I-.5)/100.
      CALL ACO(TIPOA,EO,GA,DA,T(I),FYO)
      1 CONTINUE
      WRITE(5,3343)(I,T(I),I+1,T(I+1),I+2,T(I+2),I+3,T(I+3),I=1,1
00,4)
3343 FORMAT(1(10X,4(15,5X,'*',F13.3,2X,'** ')))
      WRITE(5,3342)
3342 FORMAT(/,20X,'TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMADURAS DE PROTE
NSAO',/
      1/,10X,'ARMADURA *      TENSAO *      DEFORMACAO',)
      DO 3 I=1,NAP
      IF(MN1(I))3,3,133
133  OA=PRO(I)+DS-(VS+EX(I))*(DS-DI)/H+PRE(I)
      CALL ACO(2,EA,GA,DA,EX1,FYP)
      WRITE(5,3341)I,EX1,DA
3341 FORMAT(10X,15,5X,'*',F11.2,2X,'*',E12.5)
      3 CONTINUE
      2 CONTINUE
145  RETURN

```

```

      END
      SUBROUTINE PTER(DM,DN,DEL,DEL1,KK)
C*****
C SUBROTINA QUE CALCULA POR ITERACAO AS DEFORMACOES NO ESTADO LIM
ITE
C   ULTIMO RE RUPTURA
C*****
      COMMON B(100),W(100),EX(50),AS(50),PRO(50),EO,EA,NN1(50),GC
,T(100)
      COMMON EC,H,VS,NAP,GA,IMPRE, DEFOS,DEFOI,FCCK,FCTK,FYU,FYP
,TIPOA
      COMMON PRE(50),GM
      INTEGER TIPOA
      GA=1.15
      JJ=1
      IF(DM)142,140,142
140  IF(DN)142,143,142
143  WRITE(5,2001)
2001  FORMAT(/,20X ' ESFORCOS EXTERNOS NULOS',/)
      GO TO 145
142  WRITE(5,2000)DM,DN
2000  FORMAT(/,10X,'VERIFICACAO A RUPTURA',/,10X,'ESFORCOS *** MU
M.=',F1
      10.4,2X,'ESF. NORMAL =',F10.4,/)
      EXEX=ARC(DM,DN)
      PD=0.001*EXEX+0.001
      IF(KK)5000,5000,87
5000  C=0.
      A=0.
      L=1
      M=1
      DO 1 I=1,NAP
      IF(NN1(I))1,1,81
81  IF(EX(I))90,90,91
90  L=2
      IF(A-EX(I))1,1,82
82  A=EX(I)
      GO TO 1
91  M=2
      IF(EX(I)-C)1,1,83
83  C=EX(I)
1  CONTINUE
      DEL=1.
      DEL1=1.
      GO TO(85,84)L
84  DEL1=1.-(VS+A)/H
85  GO TO(87,86)M
86  DEL=(VS+C)/H
C *** CALCULO DOS ANGULOS BETAS EM FUNCAO DA POSICAO DAS ARMADURA
S
87  BETA1=ATAN(10./(H*DEL))
      BETA4=ATAN(3.5/H)

```



```

      BETA8=ATAN(10./(H*DEL1))
      BETA2=ATAN(13.5/(H*DEL))-BETA1
      BETA3=ATAN(13.5/(H*DEL))-BETA4
      BETA5=BETA4
      BETA6=ATAN(13.5/(H*DEL1))-BETA4
      BETA7=ATAN(13.5/(H*DEL1))-BETA8
C *** CALCULO DO PONTO DE DESCONTINUIDADE
      CALL DELTA(BETA1,BETA2,BETA3,BETA4,BETA5,BETA6,BETA7,BETA8,
DEL,DEL
      11,ALFA1,K,EXEX,FMI,FMA,ALFA2)
      IF(K-2)75,71,69
      75 CALL TENT(BETA1,BETA2,BETA3,BETA4,BETA5,BETA6,BETA7,BETA8,D
M,DN,DE
      1L,DEL1,FMI,FMA)
      RETURN
      69 CALL DDIS(DM,DN,ALFA1,ALFA2,BETA1,BETA2,BETA3,BETA4,BETA5,B
ETA6,BE
      1TA7,BETA8,DFL,DEL1)
      RETURN
      71 ALFA=EXEX*57.29577951
      TETA=ALFA
C *** INICIO DO PROCESSO ITERATIVO
      100 CALL ALF(BETA1,BETA2,BETA3,BETA4,BETA5,BETA6,BETA7,BETA8,AL
FA,DEL,
      1DEL1,H,DS,DI)
      CALL ESF(0,1,DS,DI,CN,CM,CNA,CMA,CNP,CMP,CNC,CMC)
      EX1=ARC(CM,CN)
      IF(ALFA-ALFA1)102,102,101
      101 IF(CM)102,102,103
      103 EX1=6.2831852+EX1
      102 DIF=ABS(EXEX-FX1)
      IF(DIF-PD)129,129,107
      107 CALL ALF(BETA1,BETA2,BETA3,BETA4,BETA5,BETA6,BETA7,BETA8,TE
TA,DEL,
      1DFL1,H,DS,DI)
      CALL ESF(0,1,DS,DI,CN,CM,CNA,CMA,CNP,CMP,CNC,CMC)
      EX3=ARC(CM,CN)
      IF(TETA-ALFA1)104,104,105
      105 IF(CM)104,106,106
      104 EX3=EX3-6.2831853
      106 DIF=ABS(EXEX-EX3)
      IF(DIF-PD)129,129,108
      108 ALFA=ALFA+0.05
      TETA=TETA+0.05
      JJ=JJ+1
      IF(JJ-100)109,109,130
      130 WRITE(5,1000)
      1000 FORMAT(/,10(' '), 'NUMERO DE ITERACOES MAIOR DUE 100',/)
      GO TO 145
      109 IF(ALFA-360.)111,111,110
      110 ALFA=ALFA-360.
      GO TO 109
      111 IF(TETA-360.)112,112,113
      113 TETA=TETA-360.

```

```

      GO TO 111
112  CALL ALF(BETA1,BETA2,BETA3,BETA4,BETA5,BETA6,BETA7,BETA8,TE
TA,DEL,
      IDFL1,H,DS,DI)
      CALL FSF(0,1,DS,DI,CN,CM1,CNA,CMA,CNP,COMP,CNC,CMC)
      EX4=ARC(CM1,CN)
      CALL ALF(BETA1,BETA2,BETA3,BETA4,BETA5,BETA6,BETA7,BETA8,AL
FA,DEL,
      IDFL1,H,DS,DI)
      CALL ESF(0,1,DS,DI,CN,CM,CNA,CMA,CNP,COMP,CNC,CMC)
      EX2=ARC(CM,CN)
      IF(ALFA-ALFA1)115,115,114
114  IF(CM)115,116,116
116  EX2=EX2+6.2831853
115  IF(TETA-ALFA1)118,118,117
117  IF(CM1)118,119,119
118  EX4=EX4-6.2831853
119  ALFA=ALFA+(EXEX-EX1)/(EX2-EX1)*.05-.05
      TETA=TETA+(FXEX-EX3)/(EX4-EX3)*.05-.05
      GO TO 100
C *** CALCULO DA COEFICIENTE DE SEGURANCA
129  CSM=SQRT(CM**2+CN**2)/SQRT(DM**2+DN**2)
      WRITE(5,1090)CSM
1090  FORMAT(/,30X,63('*'),/,30X,'* C O E F I C I E N T E D E
S E G U
      1 R A N C A =',E12.4,'*',/,30X,63('*'))
      WRITE(5,1005)DS,DI
1005  FORMAT(/,20X,'D E F O R M A C O E S D O C O N C R E T O'
,/,22X
      1,'SUPERIOR =',E10.4,3X,'INFERIOR =',E10.4,/)
      IF(IMPRF)145,145,4000
4000  WRITE(5,3344)
3344  FORMAT(/,20X,'TENSOES NAS ARMADURAS ORDINARIAS',/,10X,4('N
. DO RE
      1T. *      TENSAO      * * ',),/)
      WRITE(5,3343)(I,T(I),I+1,T(I+1),I+2,T(I+2),I+3,T(I+3),I=1,1
00,4)
3343  FORMAT(1(10X,4(15,5X,'*',F13.3,2X,'** ')))
      WRITE(5,3342)
3342  FORMAT(/,20X,'TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMADURAS DE PROTE
NSAO',/
      1/,10X,'ARMADURA *      TENSAO      * DEFORMACAO',)
      DO 3 I=1,NAP
      IF(NN1(I))3,3,133
133  DA=PRO(I)+DS-(VS+EX(I))*(DS-DI)/H+PRE(I)
      CALL ACO(2,EA,GA,DA,EX1,FYP)
      WRITE(5,3341)I,EX1,DA
3341  FORMAT(10X,15,5X,'*',F11.2,2X,'*',E12.5)
3      CONTINUE
145  RETURN
      END
C*****
*****
      SUBROUTINE PITER(IND,IND1,MD,ND,DS,DI)

```

```

DI=DI+(F*(NC(1)-ND)-A*(MC(1)-MD))/(A*D-C*F)
II=II+1
GO TO 1
102 WRITE(5,1006)CM,MCI,PM,C1,NCI,P1
1006 FORMAT(/,40X,'E S F O R C O S',/,32X,'CONCRETO',11X,'ARM.
ORDINA
1RIA',10X,'ARM. DE PROTENSAO',/,21X,'MOMENTO',F12.3,10X,F15.
3,10X,F
217.3,/,17X,'ESF. NORMAL',F12.3,10X,F15.3,10X,F17.3,/)
CUR=(DI-DS)/H
DCG=(VS-H)*CUR+DI
WRITE(5,1008)CUR,DCG
1008 FORMAT(10X,'CURVATURA=',E12.4,5X,'DEFORM. DO C. G. =',E12.4
)
A=DS*EC/1000.
D=DI*EC/1000.
GO TO(4002,4003)L
4002 WRITE(5,3340)DS,A,DI,D
3340 FORMAT(/,10X,'D E F O R M A C O E S F T E N S O E S N O
C O N
1C R E T O',/,30X,'DEFORMACOES * TENSOES',/,20X,'SUPER
IOR',E1
23.3,3X,'*',F12.3,/,20X,'INFERIOR',E13.3, 3X,'*',F12.3,/)
GO TO 4010
4003 IF(A)4004,4004,4005
4004 IF(D)4006,4006,4007
4006 WRITE(5,3340)DS,A,DI,D
GO TO 4010
4005 IF(D)4008,4008,4009
4007 WRITE(5,1005)DS,DI,A
1005 FORMAT(/,10X,'D E F O R M A C O E S E T E N S A O N O C
O N C
1R E T O',/,10X,'DEF. SUPERIOR =',E10.3, 5X,'DEF. INFERIOR =
',E10.3
2, 5X,'TENS. SUPERIOR =',F10.3,/)
GO TO 4010
4008 WRITE(5,1007)DS,DI,D
1007 FORMAT(/,10X,'D E F O R M A C O E S F T E N S A O N O C
O N C
1R E T O',/,10X,'DEF. SUPERIOR =',E10.3, 5X,'DEF. INFERIOR =
',E10.3
2, 5X,'TENS. INFERIOR =',F10.3,/)
GO TO 4010
4009 WRITE(5,5000)DS,DI
5000 FORMAT(/,10X,'D E F O R M A C O E S N O C O N C R E T O '
/,10X
1,'SUPERIOR =',E10.3,5X,'INFERIOR =',E10.3,/)
4010 IF(IMPRES)4001,4001,4000
4000 WRITE(5,3344)
3344 FORMAT(/,20X,'TENSOES NAS ARMADURAS ORDINARIAS',/,10X,4('N
. DO RE
1T. * TENSAO ** ',),/)
WRITE(5,3343)(I,T(I),I+1,T(I+1),I+2,T(I+2),I+3,T(I+3),I=1,1
00,4)

```

```

3343 FORMAT(1(10X,4(15,5X,'*',F13.3,2X,'** ')))
WRITE(5,3342)
3342 FORMAT(/,20X,'TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMADURAS DE PROTE
NSAO',/
1/,10X,'ARMADURA *      TENSAO      *  DEFORMACAO',/)
DO 3 J=1,NAP
IF(NN1(I))3,3,131
131 DA=PRO(I)+DS-(VS+EX(I))*(DS-DI)/H+PRE(I)
CALL ACO(2,EA,GA,DA,EX1,FYP)
WRITE(5,3341)I,EX1,DA
3341 FORMAT(10X,15,5X,'*',F11.2,2X,'*',E12.5)
3 CONTINUE
4001 RETURN
END

C*****
C*****
C PROGRAMA PRINCIPAL
C*****
C*****
COMMON B(100),W(100),EX(50),AS(50),PRO(50),EO,EA,NN1(50),GC
,T(100)
COMMON EC,H,VS,NAP,GA,IMPRE, DEFOS,DEFOI,FCCK,FCTK,FYO,FYP
,TIPOA
COMMON PRE(50),GM
DATA FO/2.1E+07/
INTEGER TIPOA
DIMENSION NNC(50),FURO(50),AT(4),IORD(40),NN(50),COE(50)
C<*****
C*****
C *** B - VETOR ONDE SAO ARMazenADAS AS LARGURAS DOS RETANGUL
OS
C *** W - VETOR ONDE SAO ARMazenADAS AS PERCENTAGENS DE ARMAD
URA E
C DEPOIS AS AREAS DAS MESMAS
C *** NAP - NUMERO DE ARMADURAS DE PROTENSAO
C *** FURO - DIAMETRO DAS BAINHAS
C *** EX - EXCENTRICIDADE DAS ARMADURAS DE PROTENSAO EM RELACA
O AO C.
C G. DA SECAO
C *** AS - AREAS DAS ARMADURAS DE PROTENSAO
C *** PRO - FORCA INICIAL E DEPOIS PRE ALONGAMENTO
C *** GC - COEFICIENTE DE SEGURANCA DO CONCRETO
C *** NN1(I)=0 - ARMADURA DE PROTENSAO NAO TRACIONADA
C *** NN1(I)=1 - ARMADURA JA TRACIONADA
C *** COE(I) - COEFICIENTE DE PERDAS DE PROTENSAO DA ARMADURA I
C *** GA - COEFICIENTE DE SEGURANCA DA ARMADURA
C *** TIPOA - TIPO DO ACO UTILIZADO
C TIPOA =1 - ACO NATURAL
C TIPOA=2 - ACO DEFORMADO A FRIO
C*****
C*****
CALL LEITU(DSIG ,REP,BN,FUK,FURO,NNC,LL,DEL,DEL1)
C
DO 22 I=1,50

```

```

22  NN1(I)=0
    DM=0.
    DN=0.
    EM=DM
C *** DEFORMACOES INICIAIS PARA O PROCESSO ITERATIVO NA FASE ELAS
TICA
    EN=DN
    DO 4 I=1,NAP
    EN=EN+PRO(I)
    EM=EM+PRO(I)*EX(I)
4   CONTINUE
    A=0.
    RINER=0.
    WS=0.
    DO 1 I=1,100
    A=A+B(I)*H/100.
    WS=WS+B(I)*H**2*(1-(I-.5)/100.)/100.
1   RINER=RINER+(1./1.2E05+(1.-(I-.5)/100.))**2)*B(I)/100.*H**3
    VS=H-WS/A
    RIN=RINER-WS**2/A
    DEFOI=(EN/A+EM*(H-VS)/RIN)/EC*1000.
    DEFOS=(EN/A-EM*VS/RIN)/EC*1000.
    WRITE(5,1009)

C
C *** RETIRAR OS FUROS DAS BAINHAS
CALL ARFA(NAP,B,FURO,NNC,EX,H,VS,0)
    IJ=0
    IK=0

C
97  KK=1
    READ(2,1001)(IORD(I),I=1,40)
1001 FORMAT(40I2)
98  GO TO(101,102,103,104,105,106,107,108,109,110)IORD(KK)

C
C *** PROTENSAO
C
101  IK=IK+1
    WRITE(5,1009)
1009 FORMAT(/,120('X'),/)
    READ(2,1002)NC
    READ(2,1003)(NNC(I),I=1,NC)
1003 FORMAT(20I3)
    WRITE(5,1004)IK,NC,(NNC(I),I=1,NC)
1004 FORMAT(/,10X,'NUMERO DA FASE DE PROTENSAO=',I5,/,10X,'NUMER
U DE CA
    IBOS DESTA FASE=',I5,/,10X,'NUMERO DOS CABOS',/,3(10X,20I5,/)
))
C *** CALCULO DO PRE ALONGAMENTO
    DO 5 I=1,NC
    N=NNC(I)
    WRITE(5,5555)N
5555 FORMAT(/,20X,'C A L C U L O   D O   P R E - A L O N G A M E N
T O   D
    1 A   A R M A D U R A ',I2,/,19X,36(' '),/)

```

```

      WS=PRO(N)*EX(N)+DM
      PRO(N)=PRO(N)+DN
      CALL PITER(1,0,WS,PRO(N),DS,D1)
      PRE(N)=(DS-D1)*(VS+EX(N))/H-DS
      A=-(PRO(N)-DN)/AS(N)
      IF(A-.7*FYP)3,3,6
3     PRO(N)=A*1000./EA
      GO TO 8
6     PRO(N)=A*1000./EA+823.*(A/FYP-.7)**5
      DM1=PRO(N)+PRE(N)
8     WRITE(5,1012)N,DM1
1012 FORMAT(/,20X,'P R E - A L O N G A M E N T O D A A R M A
D U R A
      1',I3,'=' ,E12.5,/)
5     NN1(N)=1
      GO TO 99
C
C *** INJECAO
C
102  IJ=IJ+1
      WRITE(5,1009)
      READ(2,1002)NC
1002 FORMAT(I5)
      READ(2,1003)(NNC(I),I=1,NC)
      CALL ARFA(NC,B,FURO,NNC,EX,H,VS,1)
      WRITE(5,1005)IJ,NC,(NNC(I),I=1,NC)
1005 FORMAT(/,10X,'INJECAO NUMERO=',I5,/,10X,'NUMERO DE CABOS',I
5,/,10X
      1,'NUMERO DOS CABOS',/,3(10X,2015,/)
      GO TO 99
C
C *** AUMENTO DE CARGA
C
103  READ(2,1006)DML,DNL
1006 FORMAT(2F10.0)
      WRITE(5,1009)
      DM=DM+DML
      DN=DN+DNL
      WRITE(5,1007)DML,DNL
1007 FORMAT(/,10X,'AUMENTO DOS ESFORÇOS ',/,10X,'MOMENTO =',F10
.5,10X,
      1'ESF. NORMAL =',F10.5,/)
      GO TO 99
C
C *** VERIFICACAO SO COM CARGAS PERMANENTES
C
104  WRITE(5,1009)
      CALL PTER(DM,DN,DEL,DEL1,LL)
      GO TO 99
C
C
105  WRITE(5,1009)
      WRITE(5,9998)
9998 FORMAT(/,10X,'V E R I F I C A C A O D E T E N S O E S - C A R G

```

```

1ANENTES',/)
203 CALL PITER(1,0,DM,DN,DS,DI)
    CALL PITER(0,0,DM,DN,DS,DI)
    CALL PITER(1,1,DM,DN,DS,DI)
    GO TO 99
C *** VERIFICACAO A RUPTURA DE CARGAS PERMANENTES E VARIAVEIS
106 WRITE(5,1009)
    READ(2,1006)DM1,DN1
    DML=DM*GM+DM1
    DNL=DN*GM+DN1
    WRITE(5,1017)DML,DNL
1017 FORMAT(/,20X,'VERIFICACAO A RUPTURA ',/,20X,'MOMENTO FLET
OR =' ,F
    110.3,10X,'ESFORÇO NORMAL =' ,F10.3,/)
    CALL PTER(DML,DNL,DEL,DFL1,LL)
    GO TO 99
107 WRITE(5,1009)
    READ(2,1006)DM1,DN1
    DML=DM+DM1
    DNL=DN+DN1
    WRITE(5,1021)DML,DNL
1021 FORMAT(/,10X,'VERIFICACAO DE TENSOES',/,10X,'ESFORÇOS *** M
OM. =' ,F
    110.4,2X,'ESF. NORMAL =' ,F10.4)
    CALL PITER(1,0,DML,DNL,DS,DI)
218 CALL PITER(0,0,DML,DNL,DS,DI)
    CALL PITER(1,1,DML,DNL,DS,DI)
    GO TO 99
108 WRITE(5,1009)
    READ(2,1008)DM1,DN1,DM2,DN2
1008 FORMAT(4F10.0)
    WRITE(5,1013)
1013 FORMAT(/,20X,' V E R I F I C A C A O A F A D I G A E R
U P T U
1 R A',/)
    DNL=DN*GM+DN1
    DML=DM*GM+DM1
    CALL PTER(DML,DNL,DEL,DEL1,LL)
    DNL=DN+DN1
    DML=DM+DM1
    CALL PITER(0,0,DML,DNL,AT(1),AT(2))
    DML=DM*GM+DM2
    DNL=DN*GM+DN2
    CALL PTER(DML,DNL,DEL,DEL1,LL)
    DML=DM+DM2
    DNL=DN+DN2
    CALL PITER(0,0,DML,DNL,AT(3),AT(4))
    DO 2 I=1,NAP
    IF(NN1(I))2,2,119
119 DP=PRO(I)+AT(1)-(AT(1)-AT(2))*(VS+EX(I))/H+PRF(I)
    DP1=PRO(I)+AT(3)-(AT(3)-AT(4))*(VS+EX(I))/H+PRE(I)
    CALL ACO(2,EA,GA,DP,EM,FYP)
    CALL ACO(2,FA,GA,DP1,EN,FYP)
    IF(EM-EN)120,2,121

```

```

120  A=EN
      WS=EM*1.15
      GO TO 122
121  A=EM
      WS=EM*1.15
122  IF (ABS(WS)-FYP) 401,210,210
401  IF (ABS(WS)-.6*FYP) 123,123,124
123  RIN=(WS+DSIG)/1.15
      GO TO 209
124  F=(.4*FYP-DSIG)*(FUK-.6*FYP)/(FUK-.6*FYP-DSIG)+.6*FYP
      IF (ABS(WS)-F) 207,208,208
207  RIN=((FUK-.6*FYP-DSIG)*(ABS(WS)-.6*FYP)/(FUK-.6*FYP)+.6*FYP
+DSIG)/
      11.15
      GO TO 209
208  RIN=FYP/1.15
209  WS=WS/1.15
      WRITE(5,5000)A,WS,RIN,I
5000  FORMAT(/,10X,'TENSAO MAXIMA =',F10.3,',TENSAO MINIMA =',F10
.3,', ' E
      1TENSAO ADIMISSIVEL =',F10.3, ' NA ARMADURA',I4,/)
      IF (RIN-A) 210,2,2
210  WRITE(5,1020)I
1020  FORMAT(/,120('*')),/,10X,'A VERIFICACAO A FADIGA NAO E SATIS
FEITA',
      1/,10X,' ARMADURA N. ',I3,/,120('*'))
2  CONTINUE
   DO 10 J=1,2
      K1=J
      K2=J+2
      IF (AT(K1)) 213,213,212
212  AT(K1)=0.
213  IF (AT(K2)) 215,215,214
214  AT(K2)=0.
215  IF (AT(K1)-AT(K2)) 217,10,216
216  A=-AT(K2)*EC/1000.
      WS=-AT(K1)*EC/(1000.*FCCK)*1.5
      GO TO 219
217  A=-AT(K1)*EC/1000.
      WS=-AT(K2)*EC/(1000.*FCCK)*1.5
219  RIN=1.2*BN/(BN+.2)
      IF (WS-RIN) 400,400,220
400  RIN=FCCK*(1.-(1.-BN)*(1.2-WS)/1.2)/1.5
      WRITE(5,5001)RIN
5001  FORMAT(/,20X,'TENSAO ADIMISSIVEL NO CONCRETO =',F10.3,/)
      IF (RIN-A) 220,10,10
220  WRITE(5,1011)
1011  FORMAT(/,120('*')),/,10X,' A VERIFICACAO A FADIGA DO CONCRET
O NAO E
      1 SATISFEITA',/,120('*'))
10  CONTINUE
      GO TO 99
109  WRITE(5,1009)
      READ(2,9996)(COF(I),I=1,NAP)

```



```

9996 FORMAT(16F5.0)
      WRITE(5,9995)
9995 FORMAT(/,10X,'COEFICIENTES DE PERDAS DE PROTENSAO',//,10X,'
ARMADUR
      1A   COEFICIENTE')
      WRITE(5,9994)(I,COE(I),I=1,NAP)
9994 FORMAT(16X,12,F13.4)
      DO 7 I=1,NAP
        IF(NN1(I))7,7,140
140    PRO(I)=PRO(I)*COE(I)
7      CONTINUE
99     KK=KK+1
        IF(KK-40)98,98,97
110    CALL EXIT
      END

```

NO ERRORS DETECTED. NUMBER OF CARDS = 1121.  
COMPIATION TIME = 125 SECONDS ELAPSED. 18.61 SECONDS PROCESSING.  
D2 STACK SIZE = 27 WORDS. FILE SIZE = 140 WORDS. ESTIMATED CORE STORAGE REQUIREMENT = 4153 WORDS.  
TOTAL PROGRAM CODE = 3051 WORDS. ARRAY STORAGE = 479 WORDS.  
NUMBER OF PROGRAM SEGMENTS = 28. NUMBER OF DISK SEGMENTS = 312.  
PROGRAM CODE FILE = (COC69001)ITER ON PACK, COMPILER COMPILED ON 03/25/77

\*\*\*\*\*  
\* COORDENACAO DOS PROGRAMAS DE POS GRADUACAO EM ENGENHARIA - C O P P E \*  
\* PROGRAMA DE ENGENHARIA CIVIL - ESTRUTURAS \*  
\* TESE DE MESTRADO DE JOSE INACIO DE SOUZA LEAO AVILA \*  
\* ANO = 1977 \*  
\*\*\*\*\*

## LISTAGEM DOS DADOS DE ENTRADA

UNIDADES UTILIZADAS : TONELADA - FORÇA E METRO

AS DEFORMAÇÕES IMPRESSAS ESTÃO MULTIPLICADAS POR MIL

## CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO

ALTURA = 1.500

LARGURA	NUMERO	**	LARGURA	NUMERO	**	LARGURA	NUMERO	**	LARGURA	NUMERO	**	LARGURA	NUMERO	**
1.200	1	**	1.200	2	**	1.200	3	**	1.200	4	**	1.200	5	**
1.200	6	**	1.200	7	**	1.200	8	**	1.200	9	**	1.200	10	**
0.300	11	**	0.300	12	**	0.300	13	**	0.300	14	**	0.300	15	**
0.300	16	**	0.300	17	**	0.300	18	**	0.300	19	**	0.300	20	**
0.300	21	**	0.300	22	**	0.300	23	**	0.300	24	**	0.300	25	**
0.300	26	**	0.300	27	**	0.300	28	**	0.300	29	**	0.300	30	**
0.300	31	**	0.300	32	**	0.300	33	**	0.300	34	**	0.300	35	**
0.300	36	**	0.300	37	**	0.300	38	**	0.300	39	**	0.300	40	**
0.300	41	**	0.300	42	**	0.300	43	**	0.300	44	**	0.300	45	**
0.300	46	**	0.300	47	**	0.300	48	**	0.300	49	**	0.300	50	**
0.300	51	**	0.300	52	**	0.300	53	**	0.300	54	**	0.300	55	**
0.300	56	**	0.300	57	**	0.300	58	**	0.300	59	**	0.300	60	**
0.300	61	**	0.300	62	**	0.300	63	**	0.300	64	**	0.300	65	**
0.300	66	**	0.300	67	**	0.300	68	**	0.300	69	**	0.300	70	**
0.300	71	**	0.300	72	**	0.300	73	**	0.300	74	**	0.300	75	**
0.300	76	**	0.300	77	**	0.300	78	**	0.300	79	**	0.300	80	**
0.300	81	**	0.300	82	**	0.300	83	**	0.300	84	**	0.300	85	**
0.300	86	**	0.300	87	**	0.300	88	**	0.300	89	**	0.300	90	**
0.300	91	**	0.300	92	**	0.300	93	**	0.300	94	**	0.300	95	**
0.300	96	**	0.300	97	**	0.300	98	**	0.300	99	**	0.300	100	**

## ÁREA DAS ARMADURAS ORDINÁRIAS

ÁREA	NUM.	**	ÁREA	NUM.	**	ÁREA	NUM.	**	ÁREA	NUM.	**	ÁREA	NUM.	**
0.00000	1	**	0.00000	2	**	0.00000	3	**	0.00000	4	**	0.00000	5	**
0.00000	6	**	0.00000	7	**	0.00000	8	**	0.00000	9	**	0.00000	10	**
0.00000	11	**	0.00000	12	**	0.00000	13	**	0.00000	14	**	0.00000	15	**
0.00000	16	**	0.00000	17	**	0.00000	18	**	0.00000	19	**	0.00000	20	**
0.00000	21	**	0.00000	22	**	0.00000	23	**	0.00000	24	**	0.00000	25	**
0.00000	26	**	0.00000	27	**	0.00000	28	**	0.00000	29	**	0.00000	30	**
0.00000	31	**	0.00000	32	**	0.00000	33	**	0.00000	34	**	0.00000	35	**
0.00000	36	**	0.00000	37	**	0.00000	38	**	0.00000	39	**	0.00000	40	**
0.00000	41	**	0.00000	42	**	0.00000	43	**	0.00000	44	**	0.00000	45	**
0.00000	46	**	0.00000	47	**	0.00000	48	**	0.00000	49	**	0.00000	50	**
0.00000	51	**	0.00000	52	**	0.00000	53	**	0.00000	54	**	0.00000	55	**
0.00000	56	**	0.00000	57	**	0.00000	58	**	0.00000	59	**	0.00000	60	**
0.00000	61	**	0.00000	62	**	0.00000	63	**	0.00000	64	**	0.00000	65	**
0.00000	66	**	0.00000	67	**	0.00000	68	**	0.00000	69	**	0.00000	70	**
0.00000	71	**	0.00000	72	**	0.00000	73	**	0.00000	74	**	0.00000	75	**
0.00000	76	**	0.00000	77	**	0.00000	78	**	0.00000	79	**	0.00000	80	**
0.00000	81	**	0.00000	82	**	0.00000	83	**	0.00000	84	**	0.00000	85	**
0.00000	86	**	0.00000	87	**	0.00000	88	**	0.00000	89	**	0.00000	90	**
0.00000	91	**	0.00000	92	**	0.00000	93	**	0.00000	94	**	0.00000	95	**
0.00000	96	**	0.00000	97	**	0.00000	98	**	0.00000	99	**	0.00000	100	**

NÚMERO DE ARMADURAS DE PROTENSÃO = 4

NUM. DA ARM.	FORÇA INICIAL	ÁREA	EXCENTRICIDADE	DIA. DA BAINHA
1	-53.000	.557E-03	0.450	.550E-01
2	-53.000	.557E-03	0.400	.550E-01
3	-53.000	.557E-03	0.750	.550E-01
4	-53.000	.557E-03	0.700	.550E-01

## CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

CONCRETO

```

MODULO DE DEFORMACAO = .284E+07
RESISTENCIAS CARACTERISTICAS *** COMPRESSAO = 3000.000
                                TRACAO = 290.000

```

A C D

ARMADURA ORDINARIA \*\*\* MODULO DE ELASTICIDADE = .210E+08  
RESISTENCIA CARACTERISTICA = 50000.0  
TIPO DO ACO = DEFORMADO A FRIO

ARMADURA DE PROTENSÃO \*\*\* MÓDULO DE ELASTICIDADE = .190E+08  
TENSÃO DE ESCOAMENTO = 125000.00  
TENSÃO DE RUPTURA = 140000.00

NA VERIFICAÇÃO A FADIGA FORAM USADOS OS SEGUINTE DADOS :

NUMERO DE CICLOS = .20E+07  
RESISTENCIA RELATIVA DO CONCRETO = 0.6000  
AMPLITUDE DE VARIACAO DAS TENSOES NAS ARMADURAS = 20000.00

[illegible]

AUMENTO DIS ESFORÇOS  
MOMENTO = 60.00000      ESF. NORMAL = 0.00000

[illegible]

NUMERO DA FASE DE PROTENSÃO= 1  
 NUMERO DE CABOS DESTA FASE= 2  
 NUMERO DOS CABOS

C A L C U L O D O P R E - A L O N G A M E N T O D A A R M A D U R A 1

ESTADIODI

E S F O R C O S

	CONCRETO	ARM. ORDINARIA	ARM. DE PROTENSÃO
MOMENTO	14.950	0.000	0.000
ESP. NORMAL	-53.000	0.000	0.000

CURVATURA= .3292E-01      DEFORM. DO C. G. = -.3197E-01  
DEFORMACOES E TENSOES NO CONCRETO

	DEFORMACOES	*	TENSORES
SUPERIOR	-557E-01	*	-157.895
INFERIOR	.418E-02	*	11.859

TENSOES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N. DO RET. *	TENSÃO	** N. DO RET. *	TENSÃO	** N. DO RET. *	TENSÃO	** N. DO RET. *	TENSÃO	** N. DO RET. *	TENSÃO	**
1	0.000	** 2	0.000	** 3	0.000	** 4	0.000	** 5	0.000	**
5	0.000	** 6	0.000	** 7	0.000	** 8	0.000	** 9	0.000	**
9	0.000	** 10	0.000	** 11	0.000	** 12	0.000	** 13	0.000	**
13	0.000	** 14	0.000	** 15	0.000	** 16	0.000	** 17	0.000	**

17	*	0.000	**	22	*	0.000	**	27	*	0.000	**	32	*	0.000	**
21	*	0.000	**	26	*	0.000	**	31	*	0.000	**	36	*	0.000	**
23	*	0.000	**	30	*	0.000	**	35	*	0.000	**	40	*	0.000	**
29	*	0.000	**	34	*	0.000	**	39	*	0.000	**	44	*	0.000	**
33	*	0.000	**	38	*	0.000	**	43	*	0.010	**	48	*	0.000	**
37	*	0.000	**	42	*	0.000	**	47	*	0.000	**	52	*	0.000	**
41	*	0.000	**	46	*	0.000	**	51	*	0.000	**	56	*	0.000	**
45	*	0.000	**	50	*	0.000	**	55	*	0.000	**	60	*	0.000	**
49	*	0.000	**	54	*	0.000	**	59	*	0.000	**	64	*	0.000	**
53	*	0.000	**	58	*	0.000	**	63	*	0.000	**	68	*	0.000	**
57	*	0.000	**	62	*	0.000	**	67	*	0.000	**	72	*	0.000	**
61	*	0.000	**	66	*	0.000	**	71	*	0.000	**	76	*	0.000	**
65	*	0.000	**	70	*	0.000	**	75	*	0.000	**	80	*	0.000	**
69	*	0.000	**	74	*	0.000	**	79	*	0.000	**	84	*	0.000	**
73	*	0.000	**	78	*	0.000	**	83	*	0.000	**	88	*	0.000	**
77	*	0.000	**	82	*	0.000	**	87	*	0.000	**	92	*	0.000	**
81	*	0.000	**	86	*	0.000	**	91	*	0.000	**	96	*	0.000	**
85	*	0.000	**	90	*	0.000	**	95	*	0.000	**	100	*	0.000	**
89	*	0.000	**	94	*	0.000	**	99	*	0.000	**				
93	*	0.000	**												
97	*	0.000	**												

## TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMADURAS DE PROTENSÃO

ARMADURA \* TENSÃO \* DEFORMAÇÃO

PRE - A LONGAMENTO DA ARMADURA 1 = .50053E+01

CALCULO DO PRE - A LONGAMENTO DA ARMADURA 2  
\*\*\*\*\*

ESTADIO I

## ESFORÇOS

	CONCRETO	ARM. ORDINARIA	ARM. DE PROTENSÃO
MOMENTO	-26.263	0.000	43.832
ESF. NORMAL	-104.603	0.000	51.602

CURVATURA= -.7720E-01 DEFORM. DO C. G. = -.6510E-01

DEFORMACOES E TENSOES NO CONCRETO

	DEFORMACOES	TENSOES
SUPERIOR	-.192E-01	-54.504
INFERIOR	-.135E+00	-382.807

## TENSOES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N. DO RET. *	TENSÃO	** N. DO RET. *	TENSÃO	** N. DO RET. *	TENSÃO	** N. DO RET. *	TENSÃO	**
1	0.000	2	0.000	3	0.000	4	0.000	**
5	0.000	6	0.000	7	0.000	8	0.000	**
9	0.000	10	0.000	11	0.000	12	0.000	**
13	0.000	14	0.000	15	0.000	16	0.000	**
17	0.000	18	0.000	19	0.000	20	0.000	**
21	0.000	22	0.000	23	0.000	24	0.000	**
25	0.000	26	0.000	27	0.000	28	0.000	**
29	0.000	30	0.000	31	0.000	32	0.000	**
33	0.000	34	0.000	35	0.000	36	0.000	**
37	0.000	38	0.000	39	0.000	40	0.000	**
41	0.000	42	0.000	43	0.000	44	0.000	**
45	0.000	46	0.000	47	0.000	48	0.000	**
49	0.000	50	0.000	51	0.000	52	0.000	**
53	0.000	54	0.000	55	0.000	56	0.000	**
57	0.000	58	0.000	59	0.000	60	0.000	**
61	0.000	62	0.000	63	0.000	64	0.000	**
65	0.000	66	0.000	67	0.000	68	0.000	**
69	0.000	70	0.000	71	0.000	72	0.000	**
73	0.000	74	0.000	75	0.000	76	0.000	**
77	0.000	78	0.000	79	0.000	80	0.000	**
81	0.000	82	0.000	83	0.000	84	0.000	**
85	0.000	86	0.000	87	0.000	88	0.000	**
89	0.000	90	0.000	91	0.000	92	0.000	**
93	0.000	94	0.000	95	0.000	96	0.000	**

TENSÕES E DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE PROTENSÃO.

ARMADURA \* TENSÃO \* DEFORMAÇÃO

ARMADURA \* TENSÃO \* DEFORMAÇÃO

```
1      *      92643.37      *      .48761E+01
```

2 RE - A L O N G A M E N T O D A A R M A D U R A 2 = .51356E+01

[illegible]

COEFICIENTES DE PERDAS DE PROTENSAO

ARMADURA	COEFICIENTE
1	0.9600
2	0.9600
3	0.0000
4	0.0000

[illegible]

AUMENTO DIS ESFORÇOS  
AUMENTO = 804.00000

CSF, NORMAL = 5.00000

[illegible]

VERIFICACAO DE TENSOES - CARGAS PERMANENTES

E S T A B L I S H E D

E S F O R C O S

	CONCRETO	ARM. ORDINARIA
MOMENTO	53.494	0.000
EST. NORMAL	-99.410	0.000

ARM. DE PROTENSÃO  
86.106  
104.410

CURVATURA= .1472E+00 DEFORM. DO C. G. = -.5905E-01

D E F O R M A C O E S E T E N S O E S N O C O N C R E T O

	DEFORMACOES	*	TENSORES
SUPERIOR	- .147E+00	*	-415.353
INFERIOR	.743E-01	*	210.554

TENSÕES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N. DO RET. *	TENSAO	**	N. DO RET. *	TENSAO	**	N. DO RET. *	TENSAO	**	N. DO RET. *	TENSAO	**	N. DO RET. *	TENSAO	**
1	0.000	**	2	0.000	**	3	0.000	**	4	0.000	**	5	0.000	**
5	0.000	**	6	0.000	**	7	0.000	**	8	0.000	**	9	0.000	**
9	0.000	**	10	0.000	**	11	0.000	**	12	0.000	**	13	0.000	**
13	0.000	**	14	0.000	**	15	0.000	**	16	0.000	**	17	0.000	**
17	0.000	**	18	0.000	**	19	0.000	**	20	0.000	**	21	0.000	**
21	0.000	**	22	0.000	**	23	0.000	**	24	0.000	**	25	0.000	**
25	0.000	**	26	0.000	**	27	0.000	**	28	0.000	**	29	0.000	**
29	0.000	**	30	0.000	**	31	0.000	**	32	0.000	**	33	0.000	**
33	0.000	**	34	0.000	**	35	0.000	**	36	0.000	**	37	0.000	**
37	0.000	**	38	0.000	**	39	0.000	**	40	0.000	**	41	0.000	**
41	0.000	**	42	0.000	**	43	0.000	**	44	0.000	**	45	0.000	**
45	0.000	**	46	0.000	**	47	0.000	**	48	0.000	**	49	0.000	**
49	0.000	**	50	0.000	**	51	0.000	**	52	0.000	**	53	0.000	**
53	0.000	**	54	0.000	**	55	0.000	**	56	0.000	**	57	0.000	**
57	0.000	**	58	0.000	**	59	0.000	**	60	0.000	**	61	0.000	**
61	0.000	**	62	0.000	**	63	0.000	**	64	0.000	**	65	0.000	**
65	0.000	**	66	0.000	**	67	0.000	**	68	0.000	**	69	0.000	**
69	0.000	**	70	0.000	**	71	0.000	**	72	0.000	**	73	0.000	**
73	0.000	**	74	0.000	**	75	0.000	**	76	0.000	**	77	0.000	**
77	0.000	**	78	0.000	**	79	0.000	**	80	0.000	**	81	0.000	**
81	0.000	**	82	0.000	**	83	0.000	**	84	0.000	**	85	0.000	**
85	0.000	**	86	0.000	**	87	0.000	**	88	0.000	**	89	0.000	**
89	0.000	**	90	0.000	**	91	0.000	**	92	0.000	**	93	0.000	**
93	0.000	**	94	0.000	**	95	0.000	**	96	0.000	**	97	0.000	**
97	0.000	**	98	0.000	**	99	0.000	**	100	0.000	**			

ARMADURA \* TENSÃO \* DEFORMAÇÃO

1 \* 92575.75 \* .48725E+01  
2 \* 94574.07 \* .49940E+01

E S T A D I O II

### E S F O R C O S

CONCRETO ARM. ORDINARIA ARM. DE PROTENSÃO  
MOMENTO 49.827 0.000 90.173  
ESF. NORMAL -104.334 0.000 109.334

CURVATURA= .3393E+00 DEFORM. DO C. G. = .1638E-01

DEFORMAÇÕES E TENSÃO NO CONCRETO

DEF. SUPERIOR = -.186E+00 DEF. INFERIOR = .324E+00 TENS. SUPERIOR = -526.053

### TENSÕES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N. DO RET. *	TENSÃO	** N. DO RET. *	TENSÃO	** N. DO RET. *	TENSÃO	** N. DO RET. *	TENSÃO	**
1	0.000	** 2	0.000	** 3	0.000	** 4	0.000	**
5	0.000	** 6	0.000	** 7	0.000	** 8	0.000	**
9	0.000	** 10	0.000	** 11	0.000	** 12	0.000	**
13	0.000	** 14	0.000	** 15	0.000	** 16	0.000	**
17	0.000	** 18	0.000	** 19	0.000	** 20	0.000	**
21	0.000	** 22	0.000	** 23	0.000	** 24	0.000	**
25	0.000	** 26	0.000	** 27	0.000	** 28	0.000	**
29	0.000	** 30	0.000	** 31	0.000	** 32	0.000	**
33	0.000	** 34	0.000	** 35	0.000	** 36	0.000	**
37	0.000	** 38	0.000	** 39	0.000	** 40	0.000	**
41	0.000	** 42	0.000	** 43	0.000	** 44	0.000	**
45	0.000	** 46	0.000	** 47	0.000	** 48	0.000	**
49	0.000	** 50	0.000	** 51	0.000	** 52	0.000	**
53	0.000	** 54	0.000	** 55	0.000	** 56	0.000	**
57	0.000	** 58	0.000	** 59	0.000	** 60	0.000	**
61	0.000	** 62	0.000	** 63	0.000	** 64	0.000	**
65	0.000	** 66	0.000	** 67	0.000	** 68	0.000	**
69	0.000	** 70	0.000	** 71	0.000	** 72	0.000	**
73	0.000	** 74	0.000	** 75	0.000	** 76	0.000	**
77	0.000	** 78	0.000	** 79	0.000	** 80	0.000	**
81	0.000	** 82	0.000	** 83	0.000	** 84	0.000	**
85	0.000	** 86	0.000	** 87	0.000	** 88	0.000	**
89	0.000	** 90	0.000	** 91	0.000	** 92	0.000	**
93	0.000	** 94	0.000	** 95	0.000	** 96	0.000	**
97	0.000	** 98	0.000	** 99	0.000	** 100	0.000	**

### TENSÕES E DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE PROTENSÃO

ARMADURA \* TENSÃO \* DEFORMAÇÃO

1 \* 97146.82 \* .51117E+01  
2 \* 99144.59 \* .52235E+01

E S T A D I O I - P L A S T I C I D A D E

### E S F O R C O S

CONCRETO ARM. ORDINARIA ARM. DE PROTENSÃO  
MOMENTO 53.824 0.000 85.106  
ESF. NORMAL -99.410 0.000 104.410

CURVATURA= .1472E+00 DEFORM. DO C. G. = -.5905E-01

DEFORMAÇÕES E TENSÕES NO CONCRETO

DEFORMAÇÕES \* TENSÕES  
SUPERIOR -.147E+00 \* -415.352  
INFERIOR .743E-01 \* 210.553

### TENSÕES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N. DO RET. *	TENSÃO	** N. DO RET. *	TENSÃO	** N. DO RET. *	TENSÃO	** N. DO RET. *	TENSÃO	**
--------------	--------	-----------------	--------	-----------------	--------	-----------------	--------	----

9	*	0.000	**	10	*	0.000	**	11	*	0.000	**	12	*	0.000	**
13	*	0.000	**	14	*	0.000	**	15	*	0.000	**	16	*	0.000	**
17	*	0.000	**	18	*	0.000	**	19	*	0.000	**	20	*	0.000	**
21	*	0.000	**	22	*	0.000	**	23	*	0.000	**	24	*	0.000	**
25	*	0.000	**	26	*	0.000	**	27	*	0.000	**	28	*	0.000	**
29	*	0.000	**	30	*	0.000	**	31	*	0.000	**	32	*	0.000	**
33	*	0.000	**	34	*	0.000	**	35	*	0.000	**	36	*	0.000	**
37	*	0.000	**	38	*	0.000	**	39	*	0.000	**	40	*	0.000	**
41	*	0.000	**	42	*	0.000	**	43	*	0.000	**	44	*	0.000	**
45	*	0.000	**	46	*	0.000	**	47	*	0.000	**	48	*	0.000	**
49	*	0.000	**	50	*	0.000	**	51	*	0.000	**	52	*	0.000	**
53	*	0.000	**	54	*	0.000	**	55	*	0.000	**	56	*	0.000	**
57	*	0.000	**	58	*	0.000	**	59	*	0.000	**	60	*	0.000	**
61	*	0.000	**	62	*	0.000	**	63	*	0.000	**	64	*	0.000	**
65	*	0.000	**	66	*	0.000	**	67	*	0.000	**	68	*	0.000	**
69	*	0.000	**	70	*	0.000	**	71	*	0.000	**	72	*	0.000	**
73	*	0.000	**	74	*	0.000	**	75	*	0.000	**	76	*	0.000	**
77	*	0.000	**	78	*	0.000	**	79	*	0.000	**	80	*	0.000	**
81	*	0.000	**	82	*	0.000	**	83	*	0.000	**	84	*	0.000	**
85	*	0.000	**	86	*	0.000	**	87	*	0.000	**	88	*	0.000	**
89	*	0.000	**	90	*	0.000	**	91	*	0.000	**	92	*	0.000	**
93	*	0.000	**	94	*	0.000	**	95	*	0.000	**	96	*	0.000	**
97	*	0.000	**	98	*	0.000	**	99	*	0.000	**	100	*	0.000	**

## TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMADURAS DE PROTENSÃO

ARMAOURA \* TENSAD \* DEFORMACAO

1	*	92575.75	*	.48725E+01
2	*	94874.07	*	.49940E+01

[illegible]

NUMERO DA FASE DE PROTEUSAO= 2  
 NUMERO DE CABOS DESTA FASE= 2  
 NUMERO DOS CABOS

C A L C U L O D O P R E - A L O N G A M E N T O D A A R M A D U R A 3

## E S T A B L I S H M E N T

## E S F O R C E S

	CONCRETO	ARM. ORDINARIA	ARM. DE PROTENSAD
MOMENTO	16.247	0.000	84.032
EST. NORMAL	-149.863	0.000	101.352

CURVATURA= .4008E-01      DEFORM. DO C. G. = -.2134E-01

# DEFORMACOES E TENSÕES NO CONCRETO

	DEFORMACOES	*	TENSORES
SUPERIOR	-0.115E+00	*	-326.470
INFERIOR	-0.550E-01	*	-156.036

## TENSÕES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N.	DO	RET.	*	TENSÃO	**	N.	DO	RET.	*	TENSÃO	**	N.	DO	RET.	*	TENSÃO	**	N.	DO	RET.	*	TENSÃO	**	N.	DO	RET.	*	TENSÃO	**
1			*	0.000	**	2			*	0.000	**	3			*	0.000	**	4			*	0.000	**	5			*	0.000	**
5			*	0.000	**	6			*	0.000	**	7			*	0.000	**	8			*	0.000	**	9			*	0.000	**
9			*	0.000	**	10			*	0.000	**	11			*	0.000	**	12			*	0.000	**	13			*	0.000	**
13			*	0.000	**	14			*	0.000	**	15			*	0.000	**	16			*	0.000	**	17			*	0.000	**
17			*	0.000	**	18			*	0.000	**	19			*	0.000	**	20			*	0.000	**	21			*	0.000	**
21			*	0.000	**	22			*	0.000	**	23			*	0.000	**	24			*	0.000	**	25			*	0.000	**
25			*	0.000	**	26			*	0.000	**	27			*	0.000	**	28			*	0.000	**	29			*	0.000	**
29			*	0.000	**	30			*	0.000	**	31			*	0.000	**	32			*	0.000	**	33			*	0.000	**
33			*	0.000	**	34			*	0.000	**	35			*	0.000	**	36			*	0.000	**	37			*	0.000	**
37			*	0.000	**	38			*	0.000	**	39			*	0.000	**	40			*	0.000	**	41			*	0.000	**
41			*	0.000	**	42			*	0.000	**	43			*	0.000	**	44			*	0.000	**	45			*	0.000	**
45			*	0.000	**	46			*	0.000	**	47			*	0.000	**	48			*	0.000	**	49			*	0.000	**
49			*	0.000	**	50			*	0.000	**	51			*	0.000	**	52			*	0.000	**	53			*	0.000	**
53			*	0.000	**	54			*	0.000	**	55			*	0.000	**	56			*	0.000	**	57			*	0.000	**
57			*	0.000	**	58			*	0.000	**	59			*	0.000	**	60			*	0.000	**	61			*	0.000	**
61			*	0.000	**	62			*	0.000	**	63			*	0.000	**	64			*	0.000	**						





77	*	0.000	**	78	*	0.000	**	79	*	0.000	**	80	*	0.000	**
81	*	0.000	**	82	*	0.000	**	83	*	0.000	**	84	*	0.000	**
85	*	0.000	**	86	*	0.000	**	87	*	0.000	**	88	*	0.000	**
89	*	0.000	**	90	*	0.000	**	91	*	0.000	**	92	*	0.000	**
93	*	0.000	**	94	*	0.000	**	95	*	0.000	**	96	*	0.000	**
97	*	0.000	**	98	*	0.000	**	99	*	0.000	**	100	*	0.000	**

## TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMAOURAS DE PROTENSÃO

ARMADURA \* TENSÃO \* DEFORMAÇÃO

1	*	90233.97	*	.47492E+01
2	*	92641.78	*	.48760E+01

PRE - ALONGAMENTO DA ARMADURA 3 = .50700E+01

CÁLCULO DO PRE - ALONGAMENTO DA ARMADURA 4  
\*\*\*\*\*

ESTADIO I

ESFORÇOS

	CONCRETO	ARM. ORDINARIA	ARM. DE PROTENSÃO
MOMENTO	-10.064	0.000	120.964
ESF. NORMAL	-199.383	0.000	151.383

CURVATURA= -.5766E-01 DEFORM. DO C. G. = -.1229E+00

DEFORMACOES E TENSOES NO CONCRETO

	DEFORMACOES	TENSOES
SUPERIOR	-.897E-01	-251.406
INFERIOR	-.175E+00	-496.612

## TENSOES NAS ARMAOURAS ORDINARIAS

N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**
1	0.000	**	2	0.000	**	3	0.000	**	4	0.000	**
5	0.000	**	6	0.000	**	7	0.000	**	8	0.000	**
9	0.000	**	10	0.000	**	11	0.000	**	12	0.000	**
13	0.000	**	14	0.000	**	15	0.000	**	16	0.000	**
17	0.000	**	18	0.000	**	19	0.000	**	20	0.000	**
21	0.000	**	22	0.000	**	23	0.000	**	24	0.000	**
25	0.000	**	26	0.000	**	27	0.000	**	28	0.000	**
29	0.000	**	30	0.000	**	31	0.000	**	32	0.000	**
33	0.000	**	34	0.000	**	35	0.000	**	36	0.000	**
37	0.000	**	38	0.000	**	39	0.000	**	40	0.000	**
41	0.000	**	42	0.000	**	43	0.000	**	44	0.000	**
45	0.000	**	46	0.000	**	47	0.000	**	48	0.000	**
49	0.000	**	50	0.000	**	51	0.000	**	52	0.000	**
53	0.000	**	54	0.000	**	55	0.000	**	56	0.000	**
57	0.000	**	58	0.000	**	59	0.000	**	60	0.000	**
61	0.000	**	62	0.000	**	63	0.000	**	64	0.000	**
65	0.000	**	66	0.000	**	67	0.000	**	68	0.000	**
69	0.000	**	70	0.000	**	71	0.000	**	72	0.000	**
73	0.000	**	74	0.000	**	75	0.000	**	76	0.000	**
77	0.000	**	78	0.000	**	79	0.000	**	80	0.000	**
81	0.000	**	82	0.000	**	83	0.000	**	84	0.000	**
85	0.000	**	86	0.000	**	87	0.000	**	88	0.000	**
89	0.000	**	90	0.000	**	91	0.000	**	92	0.000	**
93	0.000	**	94	0.000	**	95	0.000	**	96	0.000	**
97	0.000	**	98	0.000	**	99	0.000	**	100	0.000	**

## TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMAOURAS DE PROTENSÃO

ARMADURA \* TENSÃO \* DEFORMAÇÃO

1	*	84055.07	*	.46345E+01
2	*	90557.33	*	.47662E+01
3	*	93169.90	*	.49038E+01

PRE - ALONGAMENTO DA ARMADURA 4 = .51720E+01

[illegible]

ARMAÇURA	COEFICIENTE
1	0.9500
2	0.9500
3	0.9400
4	0.9400

XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX

## E S T A B L I S H E D

	CONCRETO	ARM. ORDINARIA	ARM. DE PROTENSÃO
MOMENTO	-10.318	0.000	150.318
ESF. NORMAL	-189.102	0.000	194.302

DEFORMAÇÕES E TENSÕES NO CONCRETO

	DEFORMACOES	*	TENSORES
SUPERIOR	-:978E-01	*	-277.124
INFERIOR	-:139E+00	*	-394.623

N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**
1	0.000	**	2	0.000	**	3	0.000	**	4	0.000	**	5	0.000	**
5	0.000	**	6	0.000	**	7	0.000	**	8	0.000	**	9	0.000	**
9	0.000	**	10	0.000	**	11	0.000	**	12	0.000	**	13	0.000	**
13	0.000	**	14	0.000	**	15	0.000	**	16	0.000	**	17	0.000	**
17	0.000	**	18	0.000	**	19	0.000	**	20	0.000	**	21	0.000	**
21	0.000	**	22	0.000	**	23	0.000	**	24	0.000	**	25	0.000	**
25	0.000	**	26	0.000	**	27	0.000	**	28	0.000	**	29	0.000	**
29	0.000	**	30	0.000	**	31	0.000	**	32	0.000	**	33	0.000	**
33	0.000	**	34	0.000	**	35	0.000	**	36	0.000	**	37	0.000	**
37	0.000	**	38	0.000	**	39	0.000	**	40	0.000	**	41	0.000	**
41	0.000	**	42	0.000	**	43	0.000	**	44	0.000	**	45	0.000	**
45	0.000	**	46	0.000	**	47	0.000	**	48	0.000	**	49	0.000	**
49	0.000	**	50	0.000	**	51	0.000	**	52	0.000	**	53	0.000	**
53	0.000	**	54	0.000	**	55	0.000	**	56	0.000	**	57	0.000	**
57	0.000	**	58	0.000	**	59	0.000	**	60	0.000	**	61	0.000	**
61	0.000	**	62	0.000	**	63	0.000	**	64	0.000	**	65	0.000	**
65	0.000	**	66	0.000	**	67	0.000	**	68	0.000	**	69	0.000	**
69	0.000	**	70	0.000	**	71	0.000	**	72	0.000	**	73	0.000	**
73	0.000	**	74	0.000	**	75	0.000	**	76	0.000	**	77	0.000	**
77	0.000	**	78	0.000	**	79	0.000	**	80	0.000	**	81	0.000	**
81	0.000	**	82	0.000	**	83	0.000	**	84	0.000	**	85	0.000	**
85	0.000	**	86	0.000	**	87	0.000	**	88	0.000	**	89	0.000	**
89	0.000	**	90	0.000	**	91	0.000	**	92	0.000	**	93	0.000	**
93	0.000	**	94	0.000	**	95	0.000	**	96	0.000	**	97	0.000	**
97	0.000	**	98	0.000	**	99	0.000	**	100	0.000	**			

ARMADURA	TENSÃO	DEFORMAÇÃO
1	84140.08	.44234E+01
2	86613.87	.45546E+01
3	88058.69	.46347E+01
4	89023.33	.47381E+01

## E S F O R C O S

	CONCRETO	ARM. ORDINARIA	ARM. DE PROTENSAO
MOMENTO	-10.318	0.000	153.318
ESF. NORMAL	-189.302	0.000	194.302

CURVATURA= -.2758E-01 DEFORM. DO C. G. = -.1141E+00

## D E F O R M A C O E S E T E N S O E S N O C O N C R E T O

	DEFORMACOES	TENSOES
SUPERIOR	-.978E-01	-277.124
INFERIOR	-.139E+00	-394.423

## TENSOES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N. DO RET. *	TENSAO	** N. DO RET. *	TENSAO	** N. DO RET. *	TENSAO	** N. DO RET. *	TENSAO	**
1	0.000	2	0.000	3	0.000	4	0.000	**
3	0.000	6	0.000	7	0.000	8	0.000	**
9	0.000	10	0.000	11	0.000	12	0.000	**
13	0.000	14	0.000	15	0.000	16	0.000	**
17	0.000	18	0.000	19	0.000	20	0.000	**
21	0.000	22	0.000	23	0.000	24	0.000	**
25	0.000	26	0.000	27	0.000	29	0.000	**
29	0.000	30	0.000	31	0.000	32	0.000	**
33	0.000	34	0.000	35	0.000	36	0.000	**
37	0.000	38	0.000	39	0.000	40	0.000	**
41	0.000	42	0.000	43	0.000	44	0.000	**
45	0.000	46	0.000	47	0.000	48	0.000	**
49	0.000	50	0.000	51	0.000	52	0.000	**
53	0.000	54	0.000	55	0.000	56	0.000	**
57	0.000	58	0.000	59	0.000	60	0.000	**
61	0.000	62	0.000	63	0.000	64	0.000	**
65	0.000	66	0.000	67	0.000	68	0.000	**
69	0.000	70	0.000	71	0.000	72	0.000	**
73	0.000	74	0.000	75	0.000	76	0.000	**
77	0.000	78	0.000	79	0.000	80	0.000	**
81	0.000	82	0.000	83	0.000	84	0.000	**
85	0.000	86	0.000	87	0.000	88	0.000	**
89	0.000	90	0.000	91	0.000	92	0.000	**
93	0.000	94	0.000	95	0.000	96	0.000	**
97	0.000	98	0.000	99	0.000	100	0.000	**

## TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMADURAS DE PROTENSAO

ARMADURA	TENSAO	DEFORMACAO
1	84140.08	.44284E+01
2	84613.87	.45596E+01
3	84058.59	.46347E+01
4	90023.33	.47331E+01

## E S T A D I O I - P L A S T I C I D A D E

## E S F O R C O S

	CONCRETO	ARM. ORDINARIA	ARM. DE PROTENSAO
MOMENTO	-10.318	0.000	153.318
ESF. NORMAL	-189.302	0.000	194.302

CURVATURA= -.2758E-01 DEFORM. DO C. G. = -.1141E+00

## D E F O R M A C O E S E T E N S O E S N O C O N C R E T O

	DEFORMACOES	TENSOES
SUPERIOR	-.978E-01	-277.124
INFERIOR	-.139E+00	-394.424

## TENSOES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N. DO RET. *	TENSAO	** N. DO RET. *	TENSAO	** N. DO RET. *	TENSAO	** N. DO RET. *	TENSAO	**
1	0.000	2	0.000	3	0.000	4	0.000	**
3	0.000	6	0.000	7	0.000	8	0.000	**

17	0.0000	14	0.0000	19	0.0000	20	0.0000
21	0.0000	18	0.0000	19	0.0000	21	0.0000
22	0.0000	22	0.0000	23	0.0000	22	0.0000
23	0.0000	26	0.0000	27	0.0000	23	0.0000
24	0.0000	30	0.0000	31	0.0000	24	0.0000
25	0.0000	34	0.0000	35	0.0000	25	0.0000
26	0.0000	38	0.0000	39	0.0000	26	0.0000
27	0.0000	42	0.0000	43	0.0000	27	0.0000
28	0.0000	46	0.0000	47	0.0000	28	0.0000
29	0.0000	50	0.0000	51	0.0000	29	0.0000
30	0.0000	54	0.0000	55	0.0000	30	0.0000
31	0.0000	58	0.0000	59	0.0000	31	0.0000
32	0.0000	62	0.0000	63	0.0000	32	0.0000
33	0.0000	66	0.0000	67	0.0000	33	0.0000
34	0.0000	70	0.0000	71	0.0000	34	0.0000
35	0.0000	74	0.0000	75	0.0000	35	0.0000
36	0.0000	78	0.0000	79	0.0000	36	0.0000
37	0.0000	82	0.0000	83	0.0000	37	0.0000
38	0.0000	86	0.0000	87	0.0000	38	0.0000
39	0.0000	90	0.0000	91	0.0000	39	0.0000
40	0.0000	94	0.0000	95	0.0000	40	0.0000
41	0.0000	98	0.0000	99	0.0000	41	0.0000

## TENSÕES E DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE PROTENSÃO

ARMADURA	*	TENSAO	*	DEFORMACAO
1	*	84140.08	*	.44284E+01
2	*	86613.87	*	.4536E+01
3	*	84058.68	*	.46347E+01
4	*	90023.33	*	.47341E+01

[illegible]

# VERIFICACAO DE TENSOES

VERIFICACAO DE TENSORES  
ESFORÇOS \*\*\* MOM. = 220.0000 ESF. NORMAL = -10.0000

## E S T A B L I S H E D

E S F D R C O S

	CONCRETO	ARM. ORDINARIA	ARM. DE PROTENSAO
EST. MOMENTO	64.256	0.000	155.044
EST. NORMAL	-210.366	0.000	200.335

CURVATURA= .1737E+00 DEFORM. DO C. G. = -.1268E+00

## DEFORMACOES E TENSOES NO CONCRETO

	DEFORMACOES	*	TENSÕES
SUPERIOR	- .230E+00	*	-652.140
INFERIOR	.304E-01	*	86.311

## TENSÕES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N. DO RET. *	TENSAO	** N. DO RET. *	TENSAO	** N. DO RET. *	TENSAO	** N. DO RET. *	TENSAO	**
1	0.000	2	0.000	3	0.000	4	0.000	**
5	0.000	6	0.000	7	0.000	9	0.000	**
9	0.000	10	0.000	11	0.000	12	0.000	**
13	0.000	14	0.000	15	0.000	16	0.000	**
17	0.000	18	0.000	19	0.000	20	0.000	**
21	0.000	22	0.000	23	0.000	24	0.000	**
25	0.000	26	0.000	27	0.000	28	0.000	**
29	0.000	30	0.000	31	0.000	32	0.000	**
33	0.000	34	0.000	35	0.000	36	0.000	**
37	0.000	38	0.000	39	0.000	40	0.000	**
41	0.000	42	0.000	43	0.000	44	0.000	**
45	0.000	46	0.000	47	0.000	48	0.000	**
49	0.000	50	0.000	51	0.000	52	0.000	**
53	0.000	54	0.000	55	0.000	56	0.000	**
57	0.000	58	0.000	59	0.000	60	0.000	**
61	0.000	62	0.000	63	0.000	64	0.000	**
65	0.000	66	0.000	67	0.000	68	0.000	**
69	0.000	70	0.000	71	0.000	72	0.000	**
73	0.000	74	0.000	75	0.000	76	0.000	**
77	0.000	78	0.000	79	0.000	80	0.000	**
81	0.000	82	0.000	83	0.000	84	0.000	**
85	0.000	86	0.000	87	0.000	88	0.000	**
89	0.000	90	0.000	91	0.000	92	0.000	**

97 \* 0.000 \*\* 98 \* 0.000 \*\* 99 \* 0.000 \*\* 100 \* 0.000 \*\*

## TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMADURAS DE PROTENSAO

ARMADURA \* TENSÃO \* DEFORMAÇÃO

1 \* 87148.70 \* .45868E+01  
2 \* 89431.32 \* .47069E+01  
3 \* 20834.84 \* .47729E+01  
4 \* 92457.01 \* .48662E+01

E S T A D I O I I

## E S F O R C O S

CONCRETO ARM. ORDINARIA  
ESF. MOMENTO 64.704 0.000  
ESF. NORMAL -210.689 0.000

ARM. DE PROTENSÃO  
155.295  
200.688

CURVATURA= .1810E+00 DEFORM. DO C. G. = -.1249E+00

DEFORMACOES E TENSÃO NO CONCRETO  
DEF. SUPERIOR = -.232E+00 DEF. INFERIOR = .390E-01

TENS. SUPERIOR = -658.893

## TENSOES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**
1	0.000	**	2	0.000	**	5	0.000	**	4	0.000	**
5	0.000	**	6	0.000	**	7	0.000	**	8	0.000	**
9	0.000	**	10	0.000	**	11	0.000	**	12	0.000	**
13	0.000	**	14	0.000	**	15	0.000	**	16	0.000	**
17	0.000	**	18	0.000	**	19	0.000	**	20	0.000	**
21	0.000	**	22	0.000	**	23	0.000	**	24	0.000	**
23	0.000	**	26	0.000	**	27	0.000	**	28	0.000	**
29	0.000	**	30	0.000	**	31	0.000	**	32	0.000	**
33	0.000	**	34	0.000	**	35	0.000	**	36	0.000	**
37	0.000	**	38	0.000	**	39	0.000	**	40	0.000	**
41	0.000	**	42	0.000	**	43	0.000	**	44	0.000	**
45	0.000	**	46	0.000	**	47	0.000	**	48	0.000	**
49	0.000	**	50	0.000	**	51	0.000	**	52	0.000	**
53	0.000	**	54	0.000	**	55	0.000	**	56	0.000	**
57	0.000	**	58	0.000	**	59	0.000	**	60	0.000	**
61	0.000	**	62	0.000	**	63	0.000	**	64	0.000	**
65	0.000	**	66	0.000	**	67	0.000	**	68	0.000	**
69	0.000	**	70	0.000	**	71	0.000	**	72	0.000	**
73	0.000	**	74	0.000	**	75	0.000	**	76	0.000	**
77	0.000	**	78	0.000	**	79	0.000	**	80	0.000	**
81	0.000	**	82	0.000	**	83	0.000	**	84	0.000	**
85	0.000	**	86	0.000	**	87	0.000	**	88	0.000	**
89	0.000	**	90	0.000	**	91	0.000	**	92	0.000	**
93	0.000	**	94	0.000	**	95	0.000	**	96	0.000	**
97	0.000	**	98	0.000	**	99	0.000	**	100	0.000	**

## TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMADURAS DE PROTENSAO

ARMADURA \* TENSÃO \* DEFORMAÇÃO

1 \* 87304.27 \* .45950E+01  
2 \* 89579.93 \* .47147E+01  
3 \* 90828.45 \* .47803E+01  
4 \* 92591.50 \* .48733E+01

E S T A D I O I - P L A S T I C I D A D E

## E S F O R C O S

CONCRETO ARM. ORDINARIA  
ESF. MOMENTO 64.956 0.000  
ESF. NORMAL -210.365 0.000

ARM. DE PROTENSÃO  
155.044  
200.365

CURVATURA= .1737E+00 DEFORM. DO C. G. = -.1268E+00

DEFORMACOES E TENSOES NO CONCRETO

DEFORMACOES \* TENSOES  
SUPERIOR -230E+00 \* -652.141



93	*	0.000	**	94	*	0.000	**	95	*	0.000	**	96	*	0.000	**
97	*	0.000	**	98	*	0.000	**	99	*	0.000	**	100	*	0.000	**

## TENSÕES E DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE PROTENSÃO

ARMADURA	TENSAO	DEFORMACAO
1	119416.47	.14566E+02
2	119134.59	.14237E+02
3	118759.40	.13953E+02
4	118463.40	.13547E+02

[illegible]

VERIFICACAO A FADIGA E RUPTURA

VERIFICACAO A RUPTURA  
ESFORÇOS \*\*\* MON. = 160.0000 ESF. NORMAL = -10.0000

\*\*\*\*\*  
 \* COEFICIENTE DE SEGURANCA = .2219E+01 \*  
 \*\*\*\*\*

## DEFORMACOES DO CONCRETO

SUPERIOR = -.2056E+01      INFERIOR = .1047E+02

## TENSÕES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N. DO RET. *	TENSAO	** N. DO RET. *	TENSAO	** N. DO RET. *	TENSAO	** N. DO RET. *	TENSAO
1	0.000	2	0.000	3	0.000	4	0.000
5	0.000	6	0.000	7	0.000	8	0.000
9	0.000	10	0.000	11	0.000	12	0.000
13	0.000	14	0.000	15	0.000	16	0.000
17	0.000	18	0.000	19	0.000	20	0.000
21	0.000	22	0.000	23	0.000	24	0.000
25	0.000	26	0.000	27	0.000	28	0.000
29	0.000	30	0.000	31	0.000	32	0.000
33	0.000	34	0.000	35	0.000	36	0.000
37	0.000	38	0.000	39	0.000	40	0.000
41	0.000	42	0.000	43	0.000	44	0.000
45	0.000	46	0.000	47	0.000	48	0.000
49	0.000	50	0.000	51	0.000	52	0.000
53	0.000	54	0.000	55	0.000	56	0.000
57	0.000	58	0.000	59	0.000	60	0.000
61	0.000	62	0.000	63	0.000	64	0.000
65	0.000	66	0.000	67	0.000	68	0.000
69	0.000	70	0.000	71	0.000	72	0.000
73	0.000	74	0.000	75	0.000	76	0.000
77	0.000	78	0.000	79	0.000	80	0.000
81	0.000	82	0.000	83	0.000	84	0.000
85	0.000	86	0.000	87	0.000	88	0.000
89	0.000	90	0.000	91	0.000	92	0.000
93	0.000	94	0.000	95	0.000	96	0.000
97	0.000	98	0.000	99	0.000	100	0.000

## TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMADURAS DE PROTENSÃO

ARMADURA	TENSÃO	DEFORMAÇÃO
1	119416.47	.14566E+02
2	119125.25	.14277E+02
3	118770.17	.13935E+02
4	118433.73	.13619E+02

## ESTADIO II

E S F C R C C S

	CONCRETO	ARM. ORDINARIA	ARM. DE PROTENSAO
MOMENTO	3.704	0.000	151.296
ESF. NORMAL	-205.555	0.000	195.555

CURVATURA= .2327E-01 DEFORM. DO C. G. = -.1239E+00

SUPERIOR	DEFORMACOES	TENSÕES
INFERIOR	-0.138E+00	-390.576
	-0.103E+00	-291.625

## TENSÕES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**
1	0.000	**	2	0.000	**	3	0.000	**	4	0.000	**
5	0.000	**	6	0.000	**	7	0.000	**	8	0.000	**
9	0.000	**	10	0.000	**	11	0.000	**	12	0.000	**
13	0.000	**	14	0.000	**	15	0.000	**	16	0.000	**
17	0.000	**	18	0.000	**	19	0.000	**	20	0.000	**
21	0.000	**	22	0.000	**	23	0.000	**	24	0.000	**
25	0.000	**	26	0.000	**	27	0.000	**	28	0.000	**
29	0.000	**	30	0.000	**	31	0.000	**	32	0.000	**
33	0.000	**	34	0.000	**	35	0.000	**	36	0.000	**
37	0.000	**	38	0.000	**	39	0.000	**	40	0.000	**
41	0.000	**	42	0.000	**	43	0.000	**	44	0.000	**
45	0.000	**	46	0.000	**	47	0.000	**	48	0.000	**
49	0.000	**	50	0.000	**	51	0.000	**	52	0.000	**
53	0.000	**	54	0.000	**	55	0.000	**	56	0.000	**
57	0.000	**	58	0.000	**	59	0.000	**	60	0.000	**
61	0.000	**	62	0.000	**	63	0.000	**	64	0.000	**
65	0.000	**	66	0.000	**	67	0.000	**	68	0.000	**
69	0.000	**	70	0.000	**	71	0.000	**	72	0.000	**
73	0.000	**	74	0.000	**	75	0.000	**	76	0.000	**
77	0.000	**	78	0.000	**	79	0.000	**	80	0.000	**
81	0.000	**	82	0.000	**	83	0.000	**	84	0.000	**
85	0.000	**	86	0.000	**	87	0.000	**	88	0.000	**
89	0.000	**	90	0.000	**	91	0.000	**	92	0.000	**
93	0.000	**	94	0.000	**	95	0.000	**	96	0.000	**
97	0.000	**	98	0.000	**	99	0.000	**	100	0.000	**

## TENSÕES E DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE PROTENSÃO

ARMADURA \* TENSÃO \* DEFORMAÇÃO

1	84775.15	* .44618E+01
2	87200.63	* .45825E+01
3	88577.13	* .46530E+01
4	90513.40	* .47639E+01

VERIFICAÇÃO A RUPTURA  
ESFORÇOS \*\*\* MOM. = 0.0000 ESF. NORMAL = -10.0000\*\*\*\*\*  
\* COEFICIENTE DE SEGURANÇA = .7785E+02 \*  
\*\*\*\*\*

## DEFORMAÇÕES DO CONCRETO

SUPERIOR = -.7308E+00 INFERIOR = -.2952E+01

## TENSÕES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**	N. DO RET. *	TENSÃO	**
1	0.000	**	2	0.000	**	3	0.000	**	4	0.000	**
5	0.000	**	6	0.000	**	7	0.000	**	8	0.000	**
9	0.000	**	10	0.000	**	11	0.000	**	12	0.000	**
13	0.000	**	14	0.000	**	15	0.000	**	16	0.000	**
17	0.000	**	18	0.000	**	19	0.000	**	20	0.000	**
21	0.000	**	22	0.000	**	23	0.000	**	24	0.000	**
25	0.000	**	26	0.000	**	27	0.000	**	28	0.000	**
29	0.000	**	30	0.000	**	31	0.000	**	32	0.000	**
33	0.000	**	34	0.000	**	35	0.000	**	36	0.000	**
37	0.000	**	38	0.000	**	39	0.000	**	40	0.000	**
41	0.000	**	42	0.000	**	43	0.000	**	44	0.000	**
45	0.000	**	46	0.000	**	47	0.000	**	48	0.000	**
49	0.000	**	50	0.000	**	51	0.000	**	52	0.000	**
53	0.000	**	54	0.000	**	55	0.000	**	56	0.000	**
57	0.000	**	58	0.000	**	59	0.000	**	60	0.000	**
61	0.000	**	62	0.000	**	63	0.000	**	64	0.000	**
65	0.000	**	66	0.000	**	67	0.000	**	68	0.000	**
69	0.000	**	70	0.000	**	71	0.000	**	72	0.000	**
73	0.000	**	74	0.000	**	75	0.000	**	76	0.000	**
77	0.000	**	78	0.000	**	79	0.000	**	80	0.000	**
81	0.000	**	82	0.000	**	83	0.000	**	84	0.000	**
85	0.000	**	86	0.000	**	87	0.000	**	88	0.000	**
89	0.000	**	90	0.000	**	91	0.000	**	92	0.000	**
93	0.000	**	94	0.000	**	95	0.000	**	96	0.000	**
97	0.000	**	98	0.000	**	99	0.000	**	100	0.000	**



81	*	0.000	**	82	*	0.000	**	83	*	0.000	**
85	*	0.000	**	86	*	0.000	**	87	*	0.000	**
89	*	0.000	**	90	*	0.000	**	91	*	0.000	**
93	*	0.000	**	94	*	0.000	**	95	*	0.000	**
97	*	0.000	**	98	*	0.000	**	99	*	0.000	**
										100	*

## TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMADURAS DE PROTENSÃO

ARMADURA	TENSAO	DEFORMACAO
1	32236.83	.16967E+01
2	36091.14	.18995E+01
3	38916.47	.20432E+01
4	42261.66	.22243E+01

E S T A D I O II

## E S F O R C O S

	MOMENTO	CONCRETO	ARM. ORDINARIA	ARM. DE PROTENSÃO
ESF. NORMAL		-134.366	0.000	134.366
		-183.978	0.000	173.978

CURVATURA= -.1543E+01 DEFORM. DO C. G. = .5801E+00

DEFORMACOES E TENSAO NO CONCRETO  
DEF. SUPERIOR = .150E+01 DEF. INFERIOR = -.817E+00

TENS. INFERIOR = -2317.297

## TENSOES NAS ARMADURAS ORDINARIAS

N. DO RET.	TENSAO	N. DO RET.	TENSAO	N. DO RET.	TENSAO	N. DO RET.	TENSAO
1	0.000	2	0.000	3	0.000	4	0.000
5	0.000	6	0.000	7	0.000	8	0.000
9	0.000	10	0.000	11	0.000	12	0.000
13	0.000	14	0.000	15	0.000	16	0.000
17	0.000	18	0.000	19	0.000	20	0.000
21	0.000	22	0.000	23	0.000	24	0.000
25	0.000	26	0.000	27	0.000	28	0.000
29	0.000	30	0.000	31	0.000	32	0.000
33	0.000	34	0.000	35	0.000	36	0.000
37	0.000	38	0.000	39	0.000	40	0.000
41	0.000	42	0.000	43	0.000	44	0.000
45	0.000	46	0.000	47	0.000	48	0.000
49	0.000	50	0.000	51	0.000	52	0.000
53	0.000	54	0.000	55	0.000	56	0.000
57	0.000	58	0.000	59	0.000	60	0.000
61	0.000	62	0.000	63	0.000	64	0.000
65	0.000	66	0.000	67	0.000	68	0.000
69	0.000	70	0.000	71	0.000	72	0.000
73	0.000	74	0.000	75	0.000	76	0.000
77	0.000	78	0.000	79	0.000	80	0.000
81	0.000	82	0.000	83	0.000	84	0.000
85	0.000	86	0.000	87	0.000	88	0.000
89	0.000	90	0.000	91	0.000	92	0.000
93	0.000	94	0.000	95	0.000	96	0.000
97	0.000	98	0.000	99	0.000	100	0.000

## TENSOES E DEFORMACOES NAS ARMADURAS DE PROTENSÃO

ARMADURA	TENSAO	DEFORMACAO
1	72858.74	.38347E+01
2	76772.07	.40436E+01
3	79656.42	.41924E+01
4	83060.64	.43716E+01

TENSAO MAXIMA = 84775.140, TENSAO MINIMA = 72858.743 E TENSAO ADMISSIVEL = 87398.862 NA ARMADURA 1

TENSAO MAXIMA = 87200.626, TENSAO MINIMA = 76772.071 E TENSAO ADMISSIVEL = 90308.090 NA ARMADURA 2

TENSAO MAXIMA = 88597.133, TENSAO MINIMA = 79656.423 E TENSAO ADMISSIVEL = 92504.949 NA ARMADURA 3

TENSAO MAXIMA = 90513.404, TENSAO MINIMA = 83060.637 E TENSAO ADMISSIVEL = 94961.712 NA ARMADURA 4

TENSAO ADMISSIVEL NO CONCRETO = 1200.000

[illegible]

00000000000000000000000000000000

১৯৮৩

〓  
 〓  
 〓

2000 2001 2002

ਭਾਗਵਤ ਪੁਰਾਣ

১১  
 ১২  
 ১৩  
 ১৪  
 ১৫  
 ১৬  
 ১৭  
 ১৮  
 ১৯  
 ২০  
 ২১  
 ২২  
 ২৩  
 ২৪  
 ২৫  
 ২৬  
 ২৭  
 ২৮  
 ২৯  
 ৩০  
 ৩১  
 ৩২  
 ৩৩  
 ৩৪  
 ৩৫  
 ৩৬  
 ৩৭  
 ৩৮  
 ৩৯  
 ৪০  
 ৪১  
 ৪২  
 ৪৩  
 ৪৪  
 ৪৫  
 ৪৬  
 ৪৭  
 ৪৮  
 ৪৯  
 ৫০  
 ৫১  
 ৫২  
 ৫৩  
 ৫৪  
 ৫৫  
 ৫৬  
 ৫৭  
 ৫৮  
 ৫৯  
 ৬০  
 ৬১  
 ৬২  
 ৬৩  
 ৬৪  
 ৬৫  
 ৬৬  
 ৬৭  
 ৬৮  
 ৬৯  
 ৭০  
 ৭১  
 ৭২  
 ৭৩  
 ৭৪  
 ৭৫  
 ৭৬  
 ৭৭  
 ৭৮  
 ৭৯  
 ৮০  
 ৮১  
 ৮২  
 ৮৩  
 ৮৪  
 ৮৫  
 ৮৬  
 ৮৭  
 ৮৮  
 ৮৯  
 ৯০  
 ৯১  
 ৯২  
 ৯৩  
 ৯৪  
 ৯৫  
 ৯৬  
 ৯৭  
 ৯৮  
 ৯৯  
 ১০০

[illegible]

১৯৮১  
১৯৮২  
১৯৮৩  
১৯৮৪

உயர்வு  
பெருமை  
கொடுப்பது  
தாழ்த்துதல்  
குறைத்தல்  
வளர்த்தல்  
சிறுத்துதல்

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112 113 114 115 116 117 118 119 120 121 122 123 124 125 126 127 128 129 130 131 132 133 134 135 136 137 138 139 140 141 142 143 144 145 146 147 148 149 150 151 152 153 154 155 156 157 158 159 160 161 162 163 164 165 166 167 168 169 170 171 172 173 174 175 176 177 178 179 180 181 182 183 184 185 186 187 188 189 190 191 192 193 194 195 196 197 198 199 200 201 202 203 204 205 206 207 208 209 210 211 212 213 214 215 216 217 218 219 220 221 222 223 224 225 226 227 228 229 230 231 232 233 234 235 236 237 238 239 240 241 242 243 244 245 246 247 248 249 250 251 252 253 254 255 256 257 258 259 260 261 262 263 264 265 266 267 268 269 270 271 272 273 274 275 276 277 278 279 280 281 282 283 284 285 286 287 288 289 290 291 292 293 294 295 296 297 298 299 300 301 302 303 304 305 306 307 308 309 310 311 312 313 314 315 316 317 318 319 320 321 322 323 324 325 326 327 328 329 330 331 332 333 334 335 336 337 338 339 340 341 342 343 344 345 346 347 348 349 350 351 352 353 354 355 356 357 358 359 360 361 362 363 364 365 366 367 368 369 370 371 372 373 374 375 376 377 378 379 380 381 382 383 384 385 386 387 388 389 390 391 392 393 394 395 396 397 398 399 400 401 402 403 404 405 406 407 408 409 410 411 412 413 414 415 416 417 418 419 420 421 422 423 424 425 426 427 428 429 430 431 432 433 434 435 436 437 438 439 440 441 442 443 444 445 446 447 448 449 450 451 452 453 454 455 456 457 458 459 460 461 462 463 464 465 466 467 468 469 470 471 472 473 474 475 476 477 478 479 480 481 482 483 484 485 486 487 488 489 490 491 492 493 494 495 496 497 498 499 500 501 502 503 504 505 506 507 508 509 510 511 512 513 514 515 516 517 518 519 520 521 522 523 524 525 526 527 528 529 530 531 532 533 534 535 536 537 538 539 540 541 542 543 544 545 546 547 548 549 550 551 552 553 554 555 556 557 558 559 560 561 562 563 564 565 566 567 568 569 570 571 572 573 574 575 576 577 578 579 580 581 582 583 584 585 586 587 588 589 590 591 592 593 594 595 596 597 598 599 600 601 602 603 604 605 606 607 608 609 610 611 612 613 614 615 616 617 618 619 620 621 622 623 624 625 626 627 628 629 630 631 632 633 634 635 636 637 638 639 640 641 642 643 644 645 646 647 648 649 650 651 652 653 654 655 656 657 658 659 660 661 662 663 664 665 666 667 668 669 670 671 672 673 674 675 676 677 678 679 680 681 682 683 684 685 686 687 688 689 690 691 692 693 694 695 696 697 698 699 700 701 702 703 704 705 706 707 708 709 710 711 712 713 714 715 716 717 718 719 720 721 722 723 724 725 726 727 728 729 730 731 732 733 734 735 736 737 738 739 740 741 742 743 744 745 746 747 748 749 750 751 752 753 754 755 756 757 758 759 760 761 762 763 764 765 766 767 768 769 770 771 772 773 774 775 776 777 778 779 780 781 782 783 784 785 786 787 788 789 790 791 792 793 794 795 796 797 798 799 800 801 802 803 804 805 806 807 808 809 810 811 812 813 814 815 816 817 818 819 820 821 822 823 824 825 826 827 828 829 830 831 832 833 834 835 836 837 838 839 840 841 842 843 844 845 846 847 848 849 850 851 852 853 854 855 856 857 858 859 860 861 862 863 864 865 866 867 868 869 870 871 872 873 874 875 876 877 878 879 880 881 882 883 884 885 886 887 888 889 890 891 892 893 894 895 896 897 898 899 900 901 902 903 904 905 906 907 908 909 910 911 912 913 914 915 916 917 918 919 920 921 922 923 924 925 926 927 928 929 930 931 932 933 934 935 936 937 938 939 940 941 942 943 944 945 946 947 948 949 950 951 952 953 954 955 956 957 958 959 960 961 962 963 964 965 966 967 968 969 970 971 972 973 974 975 976 977 978 979 980 981 982 983 984 985 986 987 988 989 990 991 992 993 994 995 996 997 998 999 1000 1001 1002 1003 1004 1005 1006 1007 1008 1009 1010 1011 1012 1013 1014 1015 1016 1017 1018 1019 1020 1021 1022 1023 1024 1025 1026 1027 1028 1029 1030 1031 1032 1033 1034 1035 1036 1037 1038 1039 104

[illegible]

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

100

[illegible]

A VERIFICACAO A PARTIR DO CONCRETO NAO E SATISFATORIA